



TITLE:

# ブロック理論と写真測量技術を適用した不連続性岩盤の管理手法に関する研究( Dissertation\_全文 )

AUTHOR(S):

中井, 卓巳

---

CITATION:

中井, 卓巳. ブロック理論と写真測量技術を適用した不連続性岩盤の管理手法に関する研究. 京都大学, 2003, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2003-09-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k10461>

RIGHT:

ブロック理論と写真測量技術を適用した  
不連続性岩盤の管理手法に関する研究

平成 15 年 9 月

中井 卓巳

## 目 次

第 1 章	序 論	P-1
1-1	研究の背景と目的	1
1-2	本論文の構成	3
第 2 章	不連続面の調査技術	7
2-1	はじめに	7
2-2	不連続面と地質学的成因	7
2-3	不連続面と建設工事	23
2-4	不連続面の調査技術	30
2-5	不連続性岩盤の変形特性	55
2-6	不連続面（断層破碎帯）の透水性	66
2-7	第 2 章のまとめ	71
第 3 章	ブロック理論の不連続性岩盤への適用に関する研究	74
3-1	ブロック理論の概要	75
3-2	不連続面の強度推定法	84
3-3	人知高架橋斜面におけるブロック解析適用例	94
3-4	トンネル工事におけるブロック解析適用例	107
3-5	第 3 章のまとめ	115
第 4 章	不連続性岩盤の挙動監視システムの研究	118
4-1	動態観測の計測原理	121
4-2	変位計測のための数値解法	138
4-3	観測の手順	144
4-4	リアルタイム計測のための接続法	150
4-5	相似変換による 3 次元座標調整	154
4-6	トンネルにおける精密写真測量の適用	160
4-7	のり面における精密写真測量の適用	175
4-8	第 4 章のまとめ	179
第 5 章	ブロック理論と精密写真測量の組み合わせによる 不連続性岩盤の管理技術の構築	182
5-1	トンネル工事における適用	185
5-2	第 5 章のまとめ	208

第 6 章	結論	210
6-1	結論	210
6-2	不連続性岩盤工事における調査・設計・管理手法の提言	212
第 7 章	課題と今後の展望	224
7-1	不連続性岩盤の調査技術について	224
7-2	不連続性岩盤の設計手法について	227
7-3	精密写真測量による岩盤挙動の観測について	228
著者論文/発表リスト		234

謝辞



# 第1章 序 論

## 1-1 研究の背景と目的

道路や廃棄物処分場などの社会基盤が山間部に作られる機会が多くなるに従って、岩盤を対象とする工事が増加した。ダム、地下発電所などの大規模工事はもとより、高速道路のトンネル工事、斜面工事では岩盤を対象とする工事は多い。これら土木構造物の工事の際の対象となる岩盤は、古くから取り扱われてきた材料であるが、その一方で最も取り扱いの難しい材料である。これまでも幾つか優れた解析手段が岩盤材料の挙動を把握するために開発されてきたが、岩盤がどのような振る舞いをするのかを完全に予測し、正確に管理できる有効な手段としての手法を手に入れるには至っていない。例えば、岩盤には断層や節理などの無数の亀裂や弱部が含まれており、材料としての連続性が失われ、分離した岩塊の集合として取り扱うべき挙動を示す。このような材料を本研究では不連続性岩盤と称する。

平成 8 年に発生した豊浜トンネル岩盤斜面災害は、斜面の崩落状況が人命救助活動とともに長い間テレビ画面に映し出されるという形で世に報道されたため、社会的なインパクトが極めて強く、その後の岩盤斜面崩壊についての研究に大きな影響を及ぼした。豊浜の事故に際して、土木学会に「大規模岩盤崩落検討委員会」が設置され、学会は大規模岩盤崩落に関する提言<sup>1)</sup>を出したが、その中で特に、岩盤崩壊現象に対する調査・計測事例が少ないこと、崩壊メカニズムに関する調査研究が遅れていることを指摘し注意を促している。その約 1 年後の平成 9 年、北海道では国道 229 号第 2 白糸トンネル斜面崩落が発生したのを契機として、地盤工学会北海道支部が「岩盤崩壊の発生機構と計測技術」<sup>2)</sup>を出版する一方、委員会組織による「北海道日本海沿岸における大規模岩盤崩落検討委員会報告書」<sup>3)</sup>、「北海道での岩盤計測に関する調査技術検討委員会中間報告書」<sup>4)</sup>が編纂され、北海道の産官学の研究者・実務者は岩盤崩落に関する知見を大いに広げたことは特筆に値する。ところが、平成 13 年に国道 333 号において北見市北陽斜面土砂崩壊(2001)が発生し、岩盤崩壊の予知・予測の難しさが改めて認識され、研究が未だ十分でないことが痛感された。この災害については、最近「一般国道 333 号北陽土砂崩落調査報告書」<sup>5)</sup>が発表され、その中に調査解析などに関する詳しい検討内容が記されている。

ところで、北海道に限らず我が国においては、膨大な数の斜面不安定地点が指摘されている。国土交通省も豊浜の事故以降、全国の 13 箇所を岩盤崩壊モデリング地点として選定し、現地斜面に各種計器を設置することで、長期的な岩盤斜面の挙動を計測モニターしている。こうした作業の中で国道 42 号線天鳥橋西地区において平成 11 年 3 月岩盤斜面崩壊の様子をビデオにとらえることに成功した。この成果は、土木学会が「大規模岩盤崩落検討委員会」の提言で言及されているが、それと同時に岩盤崩壊現象に対する調査・計測事

例が少ないこと、崩壊メカニズムに関する調査研究が遅れていることに対する一つの回答例ともなっている。

ここでは、斜面の例を挙げたが、斜面以外においても不連続性岩盤に対する調査、解析および計測を含めてそのメカニズムについての研究が行われてはいるが、決定打が打ち出されたという状況にはない。不連続性岩盤の挙動に関して、例えば崩壊前と後において、連続したデータがないことが研究の進展を妨げている。災害の時には岩盤が崩落した後の結果論を常に議論しており、原因究明に重点が置かれるために、メカニズムにまで考察が及ぶことはあまり無い。また、危険と思われる箇所、事前に対象となる岩盤崩落メカニズムを予測して対処したという報告例が無く、また、崩落しそうな箇所は、経験的な判断に基づいて対策工事がなされ、安定化してしまうため崩落の事例にはならないというジレンマを抱えている。

一方、解析を主体にして不連続性岩盤を扱おうとすると、素因、誘因がある程度見定めた上での解析モデルが必要となる。この場合、崩壊メカニズムは、解析モデルに左右されてしまうという欠点が生じる。例えば、連続体モデルでは、分離などの不連続性挙動は表現できないし、崩落のような離散した形の岩盤を表現しようとして適切な手法を採用したとしても、モデルに設定する不連続面の位置によっては崩壊メカニズムが変わってしまう事態も考えられる。

結局、事例がないと解析結果の検証が出来ないことになり、定性的なメカニズム評価へと落ち着く。従来から行われている定型的な方法は、過去の技術的遺産にもとづき、岩盤崩落の素因、誘因をある程度類推した上での崩壊形態の類型化というのが実情である。

本研究は、このような不連続性岩盤を対象とした調査、解析および計測手法に関する研究についてまとめたものであり、全体で6章から構成される。

## 1-2 本論文の構成

第1章は序論であり本論文の研究の背景と目的について論じるもので、これまで十分な研究成果を挙げる事ができなかった不連続性岩盤を対象にした新しい調査、解析および計測技術に取り組むものであることを述べる。

第2章は不連続面の調査技術に関して記述する。例えば、類型化された崩壊形態を現実の斜面の安定性評価に結びつける際には、地質的な不連続面、斜面の幾何形状、および地下水条件といった組み合わせが、崩壊の危険性を高くするという経験的な事実を寄せ集め、熟練者がその安定性について総合的な判断を行ってきた。本研究では数多くある不安定の要素の内、不連続面に焦点を当てて、問題解決に取り組んだ。不連続面を主にした考え方を取り入れ、収集された各種データの分析、ボーリング試料についての各種の室内実験・解析および近年の斜面災害に関する新しい知見を基に、基礎的で分析的な研究を進めた。本研究では、この不連続岩盤における調査技術に関する考察を行い、次章以降で議論する解析および計測技術のための効果的な不連続面の調査技術について論じるものである。

第3章は不連続性岩盤のための解析技術に関して記述する。そもそも不連続性岩盤の研究の目的は、人工掘削斜面、自然斜面あるいはトンネルの安全性の評価を確実に行うことである。そのためには、どのようなメカニズムで崩壊するかを把握することが重要になる。現実的な対処方法は、基礎的な地質データ、岩石・岩盤物性の情報、地下水観測および充分な技術的常識と経験から作り上げられるものである。しかし現実の岩盤斜面では、複雑な地質条件、岩石・岩盤物性の強い不均質性、地下水の流れの複雑性などにより詳細な解析を適用することは難しく、解析的にメカニズムを追求するにも限度がある。そのような背景のもとで、本研究は不連続性岩盤の解析技術として新たな取り組みのもと、ブロック理論<sup>6)</sup>の適用に関して考察する。地下発電所や石油備蓄基地といった大規模地下空洞の支保設計では、施工対象の地山は比較的良好な硬岩系の岩盤から成る箇所が選定され、岩盤の不連続面に着目した支保設計法が導入されてきた。これは、それら硬岩系の地山の挙動が主として不連続面の挙動によって決定されるためであり、不連続面によって形成されるブロックの移動可能性に着目し、崩壊の可能性のあるブロックの安定性を図るための支保設計を行うことで全体的に合理的な設計および施工とすることができる。この岩盤内に存在する不連続面と地表および土木工事により生じる切羽などの自由面の3次元幾何学関係を評価して、岩盤内に生じうる岩盤ブロックを抽出し、その安定性を考察するのがブロック理論である。このブロック理論を現場に適用するに当たっては、解析のために不連続面の位置、走向傾斜、単位体積重量および不連続面強度に関する情報が事前に必要となる。特に、不連続面強度は粘着力と内部摩擦角の値が必要で、キーブロックの安定性を決定する情報の一つである。しかしながら、これまでのブロック理論では不連続面の状態に関係なくその強度常数は同一に設定しており、ブロックの抽出を行った後の安定性の判断に関して信頼性の高い解析結果を得ることが困難であった。この安定性の解析によって支保の

設計が決定されるために、ブロック理論を実用に応用するためには信頼性の高い解析結果を得るための技術的課題を解決する必要がある。本研究では、この課題に対する研究開発を論じ、実際のトンネルの施工現場への適用例を通して有用なブロック理論の構築を行った結果について論じる。

第4章は、不連続性岩盤の挙動を監視するための計測システムの研究について論じる。これまで、不連続性岩盤の崩壊現象に対する調査・計測事例が少なく、崩壊メカニズムに関する調査研究が遅れている。また、落石に対しても同様のことがいえる。危険な斜面の安定性を評価し、崩壊を未然に防ぐ措置を講じたり、被害を最小限に食い止めるためには、崩壊に至る前兆現象での変状を迅速に捉え、的確な対策を検討するために有用な基礎的資料を与える計測技術は欠かせないものである。これまでは、次のような物理量の計測を対象としてきた。

- ・変位：地表および地中変位
- ・圧力：土圧、水圧および構造物にかかる力
- ・破壊音(AE)、小規模崩落の感知
- ・その他：地温または降雨などの気象変化等

しかしながら、これら従来から使用されている計測機器の多くは局所的な観測であるため、広範囲にわたる面的な観測を連続的に評価する計測手法の開発が急務となっている。本研究では不連続性岩盤の動態観測にデジタルカメラを用いた精密写真測量手法<sup>7)</sup>を適用する研究について論じる。この手法は、必要な機器はデジタルカメラとコンピュータであり、計測を短時間で容易に済ませることが可能であるという利点をもつ。近年、デジタルカメラやコンピュータが高性能化し、普及したことにより、容易に安価でこの方法を利用できるようになった。本研究の目的は、不連続性岩盤の動態観測にデジタルカメラを用いた精密写真測量手法を適用するための課題の解決である。それは、前章で議論した不連続性岩盤の解析技術と組み合わせた動態観測のための課題であり、不連続面の動きをモニタリングするための多数の計測点を迅速かつ高精度に計測するための技術開発である。

第5章では、前章までの研究における調査、解析および計測技術を組み合わせた新しい不連続性岩盤の解析管理システムの構築を提案する。例えば、第3章において、キーブロック解析により効果的に不連続性岩盤に対する対策を講じ、その対策の効果あるいは対策を行わなかった箇所の安定性を第4章にて研究した精密写真測量技術を活用してモニタリングすることにより、これまで困難であった不連続性岩盤の解析・管理を行おうとするものである。

第6章は本論文における結論を記述する。図1.1.1に本論文の構成をフローチャートに示した。

第7章には、本研究の課題と今後の展望をまとめ、今後のさらなる研究の方針を整理した。

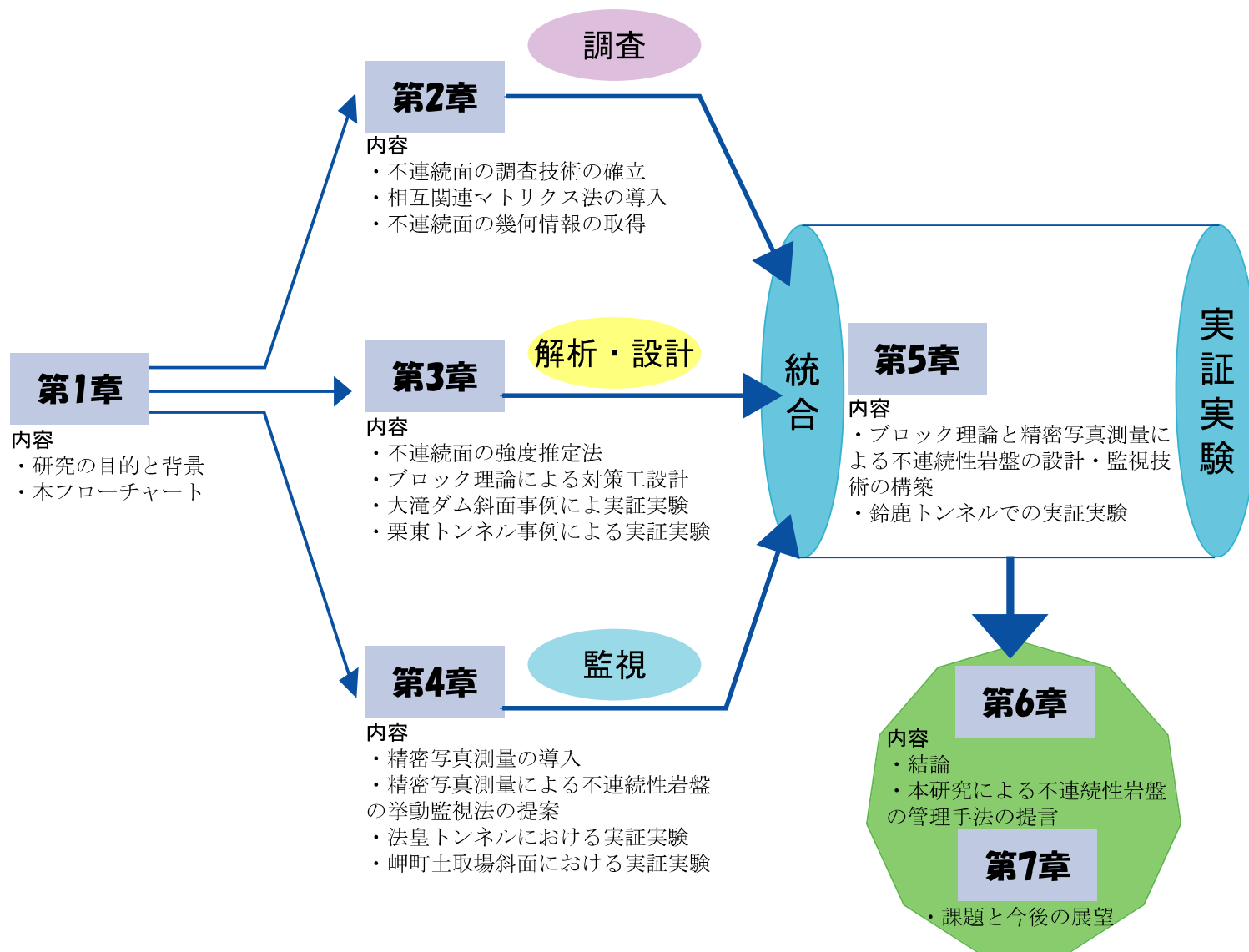


図 1.1.1 本論文の研究フローチャート

## 参考文献

- 1) 土木学会：大規模岩盤崩壊に関する技術検討委員会報告書，1997
- 2) 地盤工学会 北海道支部：岩盤崩壊の発生機構と計測技術，2000
- 3) 北海道日本海沿岸における大規模岩盤崩落検討委員会：北海道日本海沿岸における大規模岩盤崩落検討委員会報告書，2000
- 4) 北海道での岩盤計測に関する調査技術検討委員会：北海道での岩盤計測に関する調査技術検討委員会中間報告書，2001
- 5) 一般国道 333 号北陽土砂崩落調査委員会：一般国道 333 号北陽土砂崩落調査報告書，2002
- 6) Goodman, R. E., Shi, G. H. (吉中龍之進・大西有三 訳)：ブロック理論と岩盤工学への応用，土木工学社，1992
- 7) Ohnishi, Y., Zhang, C., Nishiyama, S., Hayashi, K.& Nakai T. : Application of Photogrammetry on Rock Displacement Measurement. *The 8<sup>th</sup> International Underground Space Conference*, Xi'an: pp.239-246, 1999

## 第2章 不連続面の調査技術

### 2-1 はじめに

土木工事において、大多数の現場では、地山を等級により区分することで岩盤を均質地山として扱うことに慣れている。なぜならば、大量の掘削を伴う場合などで、岩体として全体を把握することで効率的な工事が可能となるため、地山を効率よく分類できるメリットがあるからである。地山分類の手法は重要なものであった。しかしながら、道路建設や地下発電所などの重要な社会資本の多くが山深く、あるいは地中深くに構築されるようになった昨今においては、不連続面に由来する岩体崩落などの人命に関わる危険性が増大しつつある。合理的設計と経済性の追求のために、地山を均質なものとして区分することに加え、不連続面を特定し、そのデータを構造物設計に盛り込むことで、岩盤崩落などの工事における危険予知等の手法が必要になってきた。このため、不連続面を扱った数値解析手法の開発が進み、解析現場の1ケースごとに適用する解析モデルの入力値を得るための調査方法が慎重に選択され、また適用されている。

本章では、不連続面についての幾何情報取得方法<sup>1)</sup>や不連続面の物性値の設定方法をまとめる。また、不連続面の特性を分析し、その種類に応じた有効な調査法とその適用法を事例に基づいて論じる。具体的には、内在する不連続面を岩盤のモデル化という観点から分類すると同時に、岩盤の安定性に影響を与える各種要因と不連続面の特性の相互作用を系統的に考察する手法を考案し、不連続性岩盤のモデル化手法を完成させる。次いで、事例を通して、本論文で確立した不連続面の調査手法を一連の流れに従ってまとめた。

### 2-2 不連続面と地質学的成因

#### 2-2-1 不連続面の定義

不連続面という用語は、以下の文献に詳細にまとめられている。

- ・ 土質工学用語辞典<sup>2)</sup>
- ・ 岩盤不連続面の定量的記載のための指針<sup>3)</sup> 国際岩の力学連合会 (ISRM) の室内および原位置試験法委員会編集
- ・ 不連続性岩盤と構造物に関する研究報告書<sup>4)</sup>

本章では、不連続面という用語は、以上の文献をふまえて、走向・傾斜（傾斜方向・傾斜）、規模、頻度、面の形状、面の充填物を具体的に記載できる、岩盤の工学的性質（変形・強度・透水性など）に影響を及ぼす面構造と定義するものとする。

不連続面という用語を用いた場合、決定論的に取り扱う事が可能な中～大規模なものと、確率的に取り扱う中～小規模なものに分けて評価する必要のあること想起されるが、本論文では決定論的に扱う事のできる不連続面を主に論じる。本論文で述べることは、人命に関わる大規模崩壊や突発性事故のような、地質調査で事前に確認できるかどうかは定かで

はないが、決定論的に扱う必要がある不連続面が最も重要であるとの認識に基づいている。すなわち、決定論的に扱える不連続面を調査、解析して、また観測することで、不連続性岩盤を安全に取り扱う管理技術について述べている。決定論的に扱う不連続面を中心に扱う場合は、不連続面の性格を理解することは非常に重要で、地質や成因を含めた扱いが必要となることがある。それは、不連続面の規模、充填物は地質や成因に大きく関わっていることによる。また、不連続面の特徴、特に面の強度などは、風化過程に大きく依存すると考えられる。従って、本論文では、地質と不連続面の一般的な対応についても現場データを基に論じることにした。

## 2-2-2 地質的成因と不連続面

地盤工学会の講座「不連続性岩盤の調査・解析と評価」<sup>5)</sup>では、前節の定義による不連続面を工学的不連続面と記述し、地質学的な観点から見た不連続面を「地質学的不連続面」と記述して、不連続面の生成に関わる仮定を①岩石の生成過程、②変成作用、③造構応力の作用、④地殻表層部での風化・浸食・重力作用に大別して、地質的考え方の重要性を述べている。表 2.2.1 に、成因からみた主な地質学的不連続面と工学的不連続面の関係を示した。

地質的な成因が、不連続面の特徴に大きな影響を及ぼすことが推察されるが、図 2.2.1 に示すように、断層、層理、節理という地質学的成因で分類したトレース長においても、成因から考慮して、断層が最も大規模で節理が最も小規模になると考えられる。

トレース長(m)												コメント
1000	対象構造物など	断層	層理	節理	解析モデル							
大規模	ダム										・不連続面で最も大規模なものは地震断層である活断層である	
	地下空洞										・活断層は、破碎帯の幅が大きく面のみとしての取り扱いには注意	
100											・すべての解析モデルで決定論的な扱い	
中規模	ダム										・このレベルでは層理が危険なことがある	
	発電所 トンネル		第三紀・中生代	古生代・片岩		ギブロック解析	不連続体モデル	透水モデル			・かなり正確に決定論的な断層を発見できる ・解析モデルに組み込む決定論的な不連続面 ・透水モデルでは「みず道」として扱う範囲。 ・透水性では、連結性が問題となる。	
10											・不連続面を統計的に扱うことで、等価均質媒体に見なすことができる範囲。	
小規模	トンネル切羽 斜面小段											
1												
0.1	トンネル切羽 斜面小段										・ほとんど、均質なものと扱える領域。	
0.01											・土砂状のものとなることも多く、均質なものと扱う領域。	

破線内:  
本論文で提案する  
管理手法の適用範囲

破線内:  
本論文で提案する  
管理手法の適用範囲

図 2.2.1 不連続面とトレース長 <sup>1)</sup>



表 2.2.1 成因からみた主な地質学的不連続面と工学的不連続面の関係<sup>5)</sup>

不連続面の成因	地質の例	主な地質学的不連続面 (面構造)	工学的不連続面
岩石の生成過程	<u>堆積岩類</u> 泥岩、砂岩、礫岩、 チャート、石灰岩 火山碎屑岩（凝灰岩、溶結凝灰岩）	・地層；層理面、不整合面、 葉理、斜交葉理、剝離面 ・例；砂岩泥岩互層や層状チャートの層理面等	・堆積後の応力によって破断面が生じやすく、この面に沿って不連続面が形成されることが少なくない。
	<u>火成岩類（火山岩）</u> a) 溶岩 流紋岩溶岩（酸性）流れにくい 玄武岩溶岩（塩基性）流れ易い	・冷却節理（柱状、板状、放射状） ・溶岩が流れる過程で形成される種々の割れ目 ・フローユニットの境界	・冷却節理では、開口節理となる場合が多い。 ・節理群として取り扱う場合が多い。
	b) 貫入岩 玄武岩、安山岩、石英安山岩、流紋岩	・貫入岩体中の冷却節理、流理構造 ・貫入面付近の雁行配列した節理 ・貫入面（貫入岩体と母岩の境界）	・冷却節理では、開口節理となることがある。 ・熱水による水圧破砕部や変質帯が不連続面になる。 ・節理群として取り扱う場合が多い。
	<u>火成岩類（深成岩）</u> 斑れい岩、閃緑岩、花崗閃緑岩、 花崗岩	・冷却過程：格子状節理、流理面 ・接触面（岩体と母岩の境界） ・隆起上昇過程：二次的な節理	・生成後の造構応力による破断面の方が不連続面となりやすい。
変成作用	<u>変成岩類</u> a) 広域変成岩 千枚岩、結晶片岩、片麻岩	・片理面、片麻構造 ・節理、断層、へき開面	・変成作用を受ける過程で、造構応力も同時に作用している。 ・生成後の造構応力による破断面も不連続面となる。
	b) 接触変成岩 ホルンフェルス	・節理	・比較的シャープな節理面を形成するため、不連続面となる。
造構応力の作用	・全ての地質	<u>断層</u> ・正断層、逆断層、横ずれ断層 ・断層帯と断層系 ・平行断層群、直交断層群、雁行断層、共役断層 ・断層破砕帯（断層粘土、断層角礫） ・鏡肌（スリッパイト）	・工学的に主要な不連続面である。 ・鏡肌が認められる断層は重要な不連続面である。 ・大規模なものは、決定論的に不連続面として取り扱われる。
	・全ての地質	<u>節理</u> ・節理群、節理系 ・せん断節理：鏡肌、条線 ・伸張節理：開口節理多し	・工学的に主要な不連続面である ・鏡肌が認められる節理は重要な不連続面である。 ・節理群として取り扱う場合が多い。
	・堆積岩あるいは堆積岩を母岩とする変成岩等にみられる。	<u>褶曲</u> ・曲げ褶曲：節理、断層 ・曲げ－スリップ 褶曲：層面すべり ・へき開褶曲：へき開面 ・レンズ褶曲：共役破断面	・褶曲に伴う破断面は、工学的に主要な不連続面である。
風化・侵食・重力作用	<u>風化・侵食作用</u> ・全ての地質	・破断面の開口 ・応力開放に伴う新規の節理面	・既存の不連続面が顕在化する（開口など）。
	<u>地表付近での重力作用</u> ・全ての地質 ・変形性の異なる砂岩・頁岩互層などでしばしばみられる。	・重力作用による節理面の開口、新規の破断面	・応力開放を受けた斜面で工学的に重要な不連続面となる。

### 2-2-3 地質的成因による不連続面の種類と特徴

以下に、地質的な成因による不連続面の特徴を写真と共にまとめた。

#### (1)断層

断層は、岩盤に対して外力が作用して岩盤を破壊した場合に生じる。主な外力には、次のものがある。

- ① プレーートの収束境界(沈み込み帯と衝突帯)
- ② プレーートの発散境界 (プレート生成部の正断層とトランスフォーム断層)
- ③ マグマの貫入
- ④ 火山の噴火
- ⑤ 隕石の衝突

上の①の一つだけでも、地殻には多数の亀裂が生じる。図 2.2.2 に示すように、地層が付加作用により、新しい地層が古い地層の下に潜り込むため、その境界は必然的に大変位を伴う断層になる。大変位は、断層面に沿って断層粘土などを含む破碎帯化しやすいと考えられるため、工学的にも不安定なものとなっている。

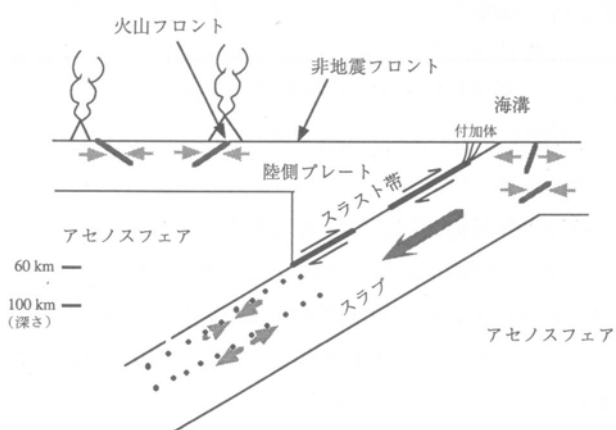
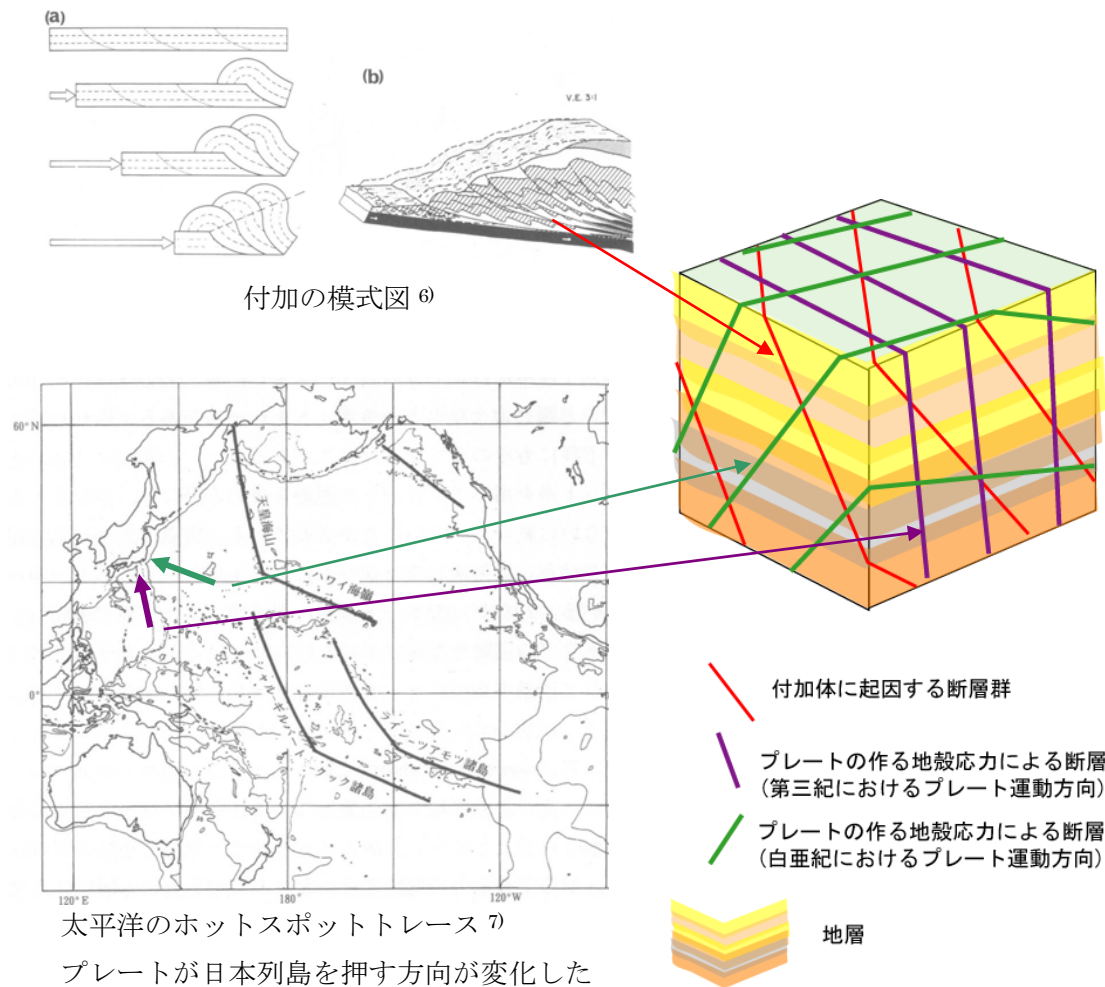
付加が完了して、日本列島の地山らしくなった後でも、太平洋プレートやフィリピン海プレートが日本列島を押し続けるため、新たに断層が形成され続ける。プレートの押す方向が変化することがあるため、変化後は新しい断層系が形成される。図では、付加による断層系とプレート圧縮による 2 系列の断層系が形成されている模式図を示している。

②については、プレートの発散境界は日本にはないため、図 2.2.3 に示すような正断層やトランスフォーム断層による不連続面は考慮しなくてもいい。

③のマグマの貫入時における地山にできる断層は、現実的には、マグマの残渣であるいろいろな鉱物を伴う高圧熱水が隙間を埋め尽くすため、断層としては出現しない。ただし、脈岩として幅 5m 前後の貫入岩などが表れる。この脈岩は、アプライト脈などの風化脆弱化しやすい鉱物であると、地下水などの影響と組み合わせり、貫入面が力学的に弱い不連続面となる。

図 2.2.4 に貫入岩の境界を示すが、地下 500m 以上に存在する状態では、その境界は弱くなっていない。ただ均質ではなく不連続面としての取り扱いは重要である。図では、決定論的な不連続面として解析の対象になっており、変形挙動の観測などが実施されている。これに引き替えて、造構運動と浸食作用で地下深くにあったものが、地表に出現して、降水や、地表地殻の地下水循環に取り込まれて、脈岩の鉱物が粘土化していくことで、脈岩そのものが弱い不連続面と化す例を、図 2.2.5 に示した。図中の白い部分は、アプライト脈で、花崗岩貫入時の残渣であるアプライトが、高温高圧の熱水として亀裂に充填されたものである。

④、⑤については、今後の研究が待たれる。



事例の説明: プレートの沈み込み帯に位置する日本列島では, プレートの圧縮力に起因する複数断層系が発達しうる. この図では, プレートの進行方向が変化したことに起因する2系列の断層系と, 海溝に堆積した堆積物の付加作用に起因する断層系の例を示した.

収束境界で起きるいろいろな地震 8)

プレートの押す力で, 新たな断層が形成され続ける

図 2.2.2 断層の形成概念図

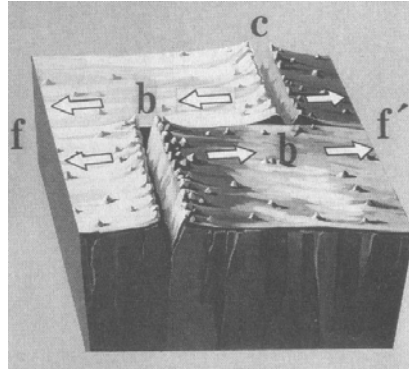


図 2.2.3 プレートが形成される海嶺付近の正断層とトランスフォーム断層<sup>9)</sup>

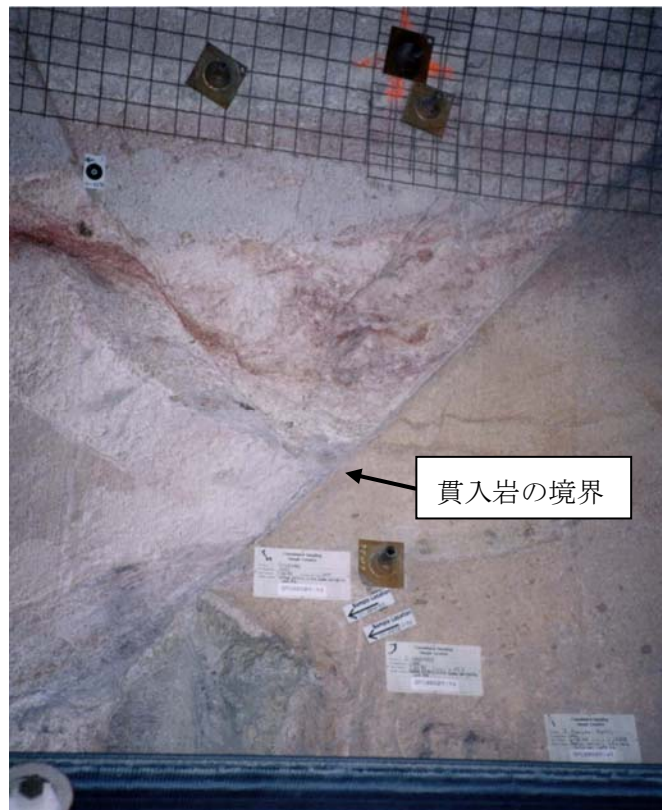


図 2.2.4 貫入岩の境界 (Yucca Mountain)

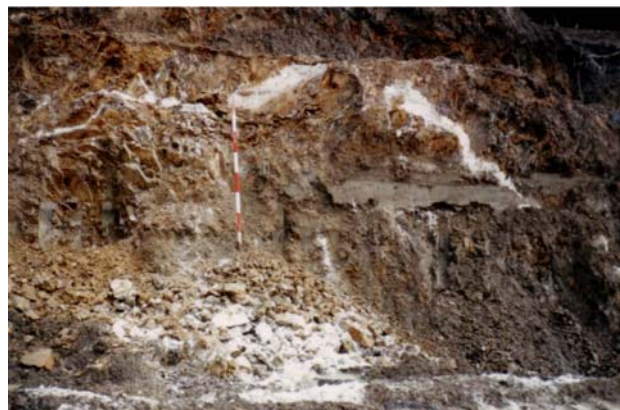


図 2.2.5 アプライト脈が粘土化して、危険な不連続面に変化



断層には、断層面だけが存在している場合と、せん断面が重なって断層破碎帯を形成している場合がある。断層形成過程で岩盤のせん断破壊によって生じた断層粘土と断層角礫が挟在物として存在している。挟在物がなく、断層面のみの場合は、断層面に光沢のある鏡肌（スリッケンサイト）と呼ばれる条痕が着いたつるつるの面が存在することになる。断層破碎帯の多くは、被圧した湧水を伴う。このため、断層粘土は含水が多く、結果的に強度が弱くなる傾向にある。

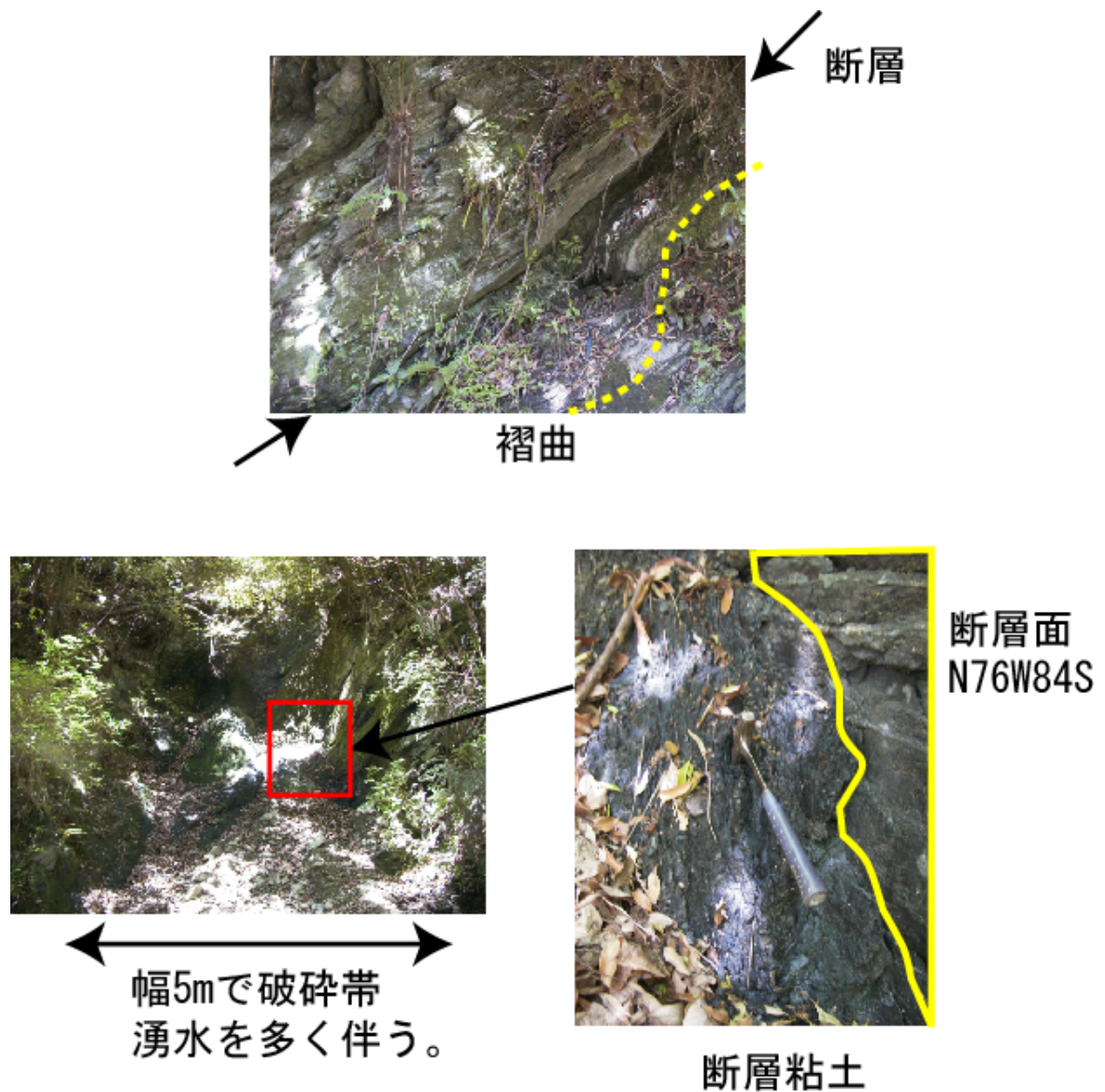


写真 2.2.1 断層破碎帯と断層粘土



写真 2.2.2 断層の 1 種類であるスラスト（衝上断層）

見かけ上、上位の地層の方が古い地層で、古い地層が、新しい地層の上に乗っている。



スリッケンサイト



写真 2.2.3 スリッケンサイトの状況



## (2)層理と片理

層理と片理は成因が異なるが、よく似た特徴を持つ。

層理は、堆積岩の堆積過程の化石であり、堆積粒子の大きさで色調が変化するため、縞模様として、目にすることができる。粒子の大きさの構成で、砂岩と頁岩が互層することになり、このサンドイッチ状の互層の境界が、分離・剥離しやすく、不連続面として取り扱う必要がある。

堆積岩は、日本列島においては、プレートテクトニクスによる付加帯であるという成因を持つため、図 2.2.6 のように、層理に平行した多数の断層が存在する<sup>10)</sup>。層理と同様に扱うと、滑りやすい断層粘土を過小評価することになり、注意が必要な点である。

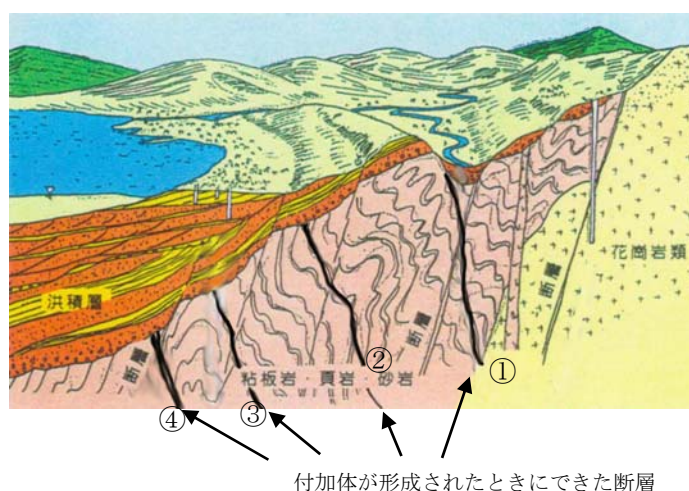


図 2.2.6 付加体に①～④のように形成された断層の概念図

片理は、層理を持つ堆積岩が、地下深くにおいて高圧になり、更に圧縮されることにより鉱物が再配列して片理と呼ばれる非常に剥がれやすい層状の構造が形成されたものである。一般には片理の方が不連続面としての強度は弱く、地すべりなどを起こすことで知られている。写真に示すように、褶曲が至る所、至るスケールで見られるのも特徴である。



写真 2.2.4 砂岩と頁岩の互層，層理



三波川変成岩の片理

写真 2.2.5 片理



写真 2.2.6 水平で安定している層理（グランドキャニオン）



写真 2.2.7 傾斜して不安定な層理と地層の崩壊

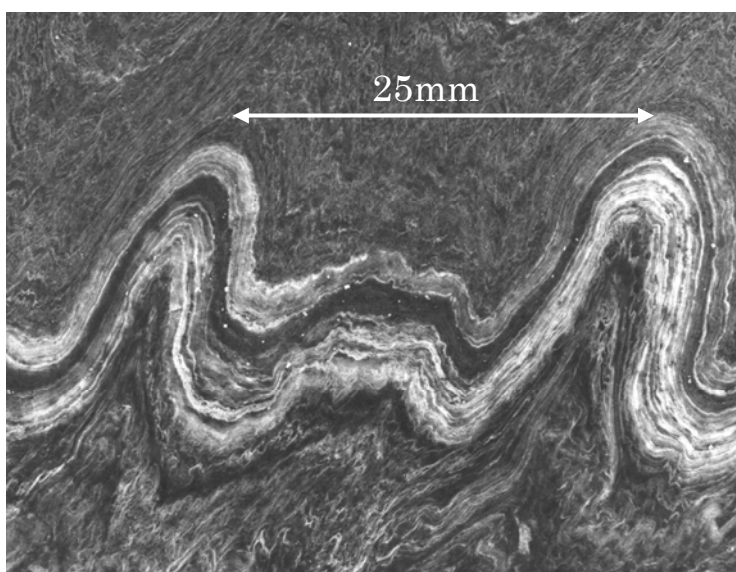


写真 2.2.8 片岩の微褶曲



### (3)節理

節理は、火成岩の冷却収縮過程で形成されるものと、テクトニックな応力を受けて形成される場合がある。



写真 2.2.9 花崗岩の節理セット（中国三峡ダム閘門掘削斜面）

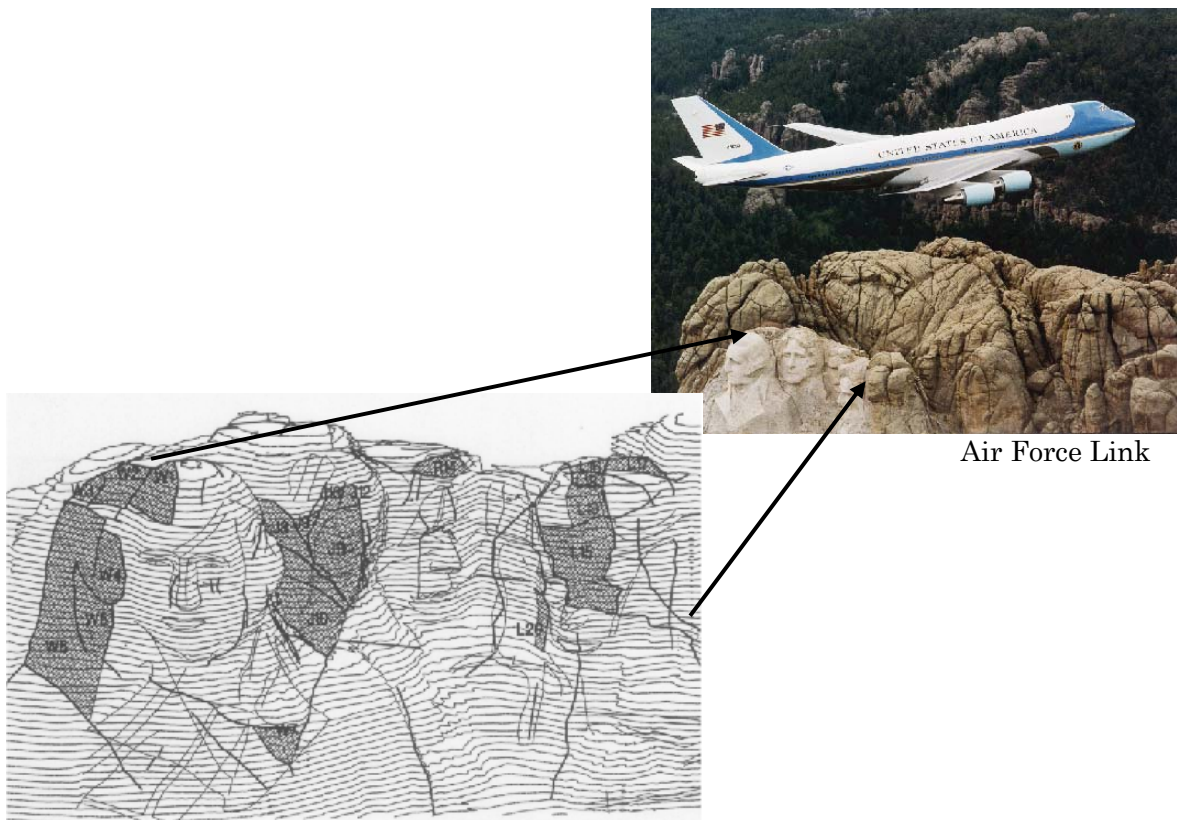


写真 2.2.10 米国大統領の彫像で知られるラッシュモア山の花崗岩に発達した節理

左の図は、節理で構成されるキーブロックを抽出したもの<sup>11)</sup>（濃い部分）



写真 2.2.11 節理からの崩落(北海道豊浜トンネル坑口,1996)<sup>12)</sup>

#### (4) 褶曲

造構応力により，地層が波打つように変形したものを褶曲と呼ぶ．元は，平行な地層が圧縮されるため，体積変化による地層間のスリップ現象が発生して，この部分にせん断面が集中して発生するため，不安定な不連続面となることがある．



写真 2.2.12 褶曲

(和歌山県周参見，  
中央の最も厚い砂岩層で 30cm 厚)



#### (5)地質構造の組み合わせ

土木工事に伴う不連続面を起因とする災害は、ほとんどの場合層理と断層などのように1種類の不連続面ではなくて、複数の種類の不連続面によって生じることに注意が必要である。

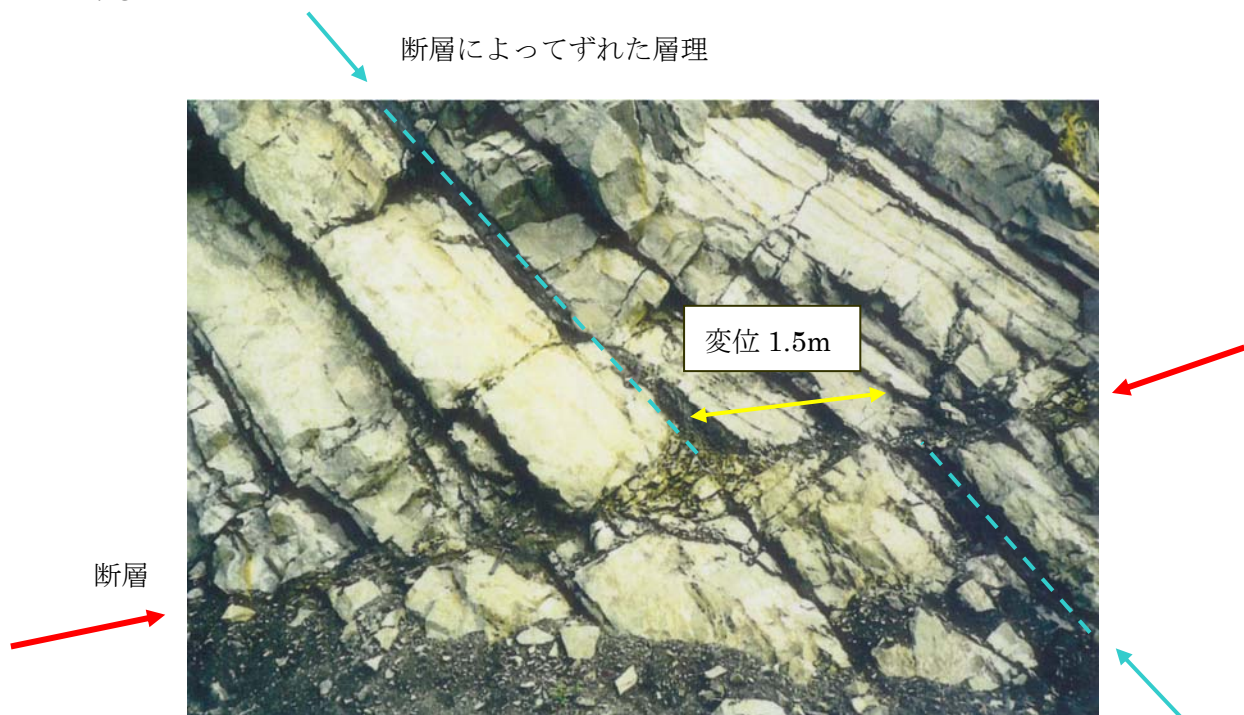


写真 2.2.13 断層と層理（大阪府岬町和泉層群）

写真2.2.11の例でも、実際にキープロックが形成されて抜け落ちた場合の様子を示すが、この場合は、スリッケンサイトを伴う断層と花崗岩の造構応力で形成された節理の組み合わせが崩壊の原因となっている。スリッケンサイトは破碎帯を伴わないため、硬岩中のは、危険の予知が困難であるが、重要な危険判定項目であることがわかる。

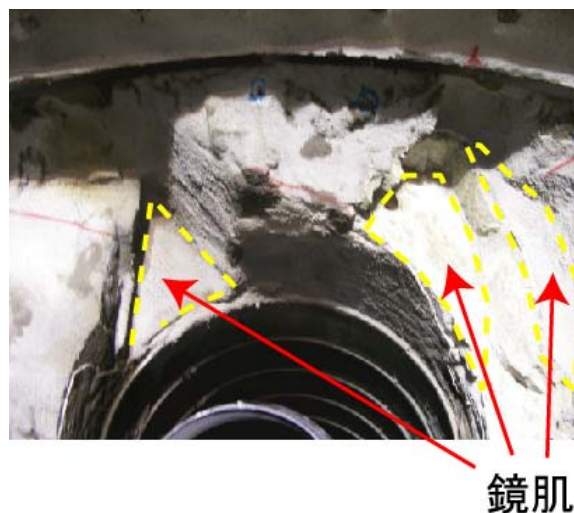


写真 2.2.14 TBM 導坑と拡幅トンネル切羽

このように、複合された不連続面を観察するにあたって留意すべき事項は以下のようにまとめられる。

- ・鏡肌のせん断亀裂が発達していること。
- ・鏡肌の亀裂系は、切羽と同じ方向にあること。つまり切羽と平行であること。
- ・亀裂は、高角度で剥落しやすい状態にあること。
- ・鏡肌が、トンネル縦断方向に沿った小規模の亀裂を隠していること。
- ・TBM 導坑の自由面が存在すること。

鏡肌の面が切羽と平行であるため、ある時点の切羽からは、その奥の鏡肌が予測困難な状況が推測される。背面の鏡肌の兆候を探るために、切羽手前のデータの吟味が必要である。鏡肌の出現間隔を統計的に処理することで、出現頻度を予測することが可能である。

#### (6)層理が互層する地層の工学的な特徴

以上に地質的な成因別の不連続面の特徴を述べたが、それぞれ工学的な性格が異なる。ここでは、(2)に示した層理が発達した地層の工学的な特徴をまとめる。

研究に利用した場所は、図 2.2.7 に示した京都府舞鶴周辺の道路の 30km 間の切土工事現場である。分布する地質は舞鶴層群と呼ばれる粘板岩・頁岩・砂岩などで構成される

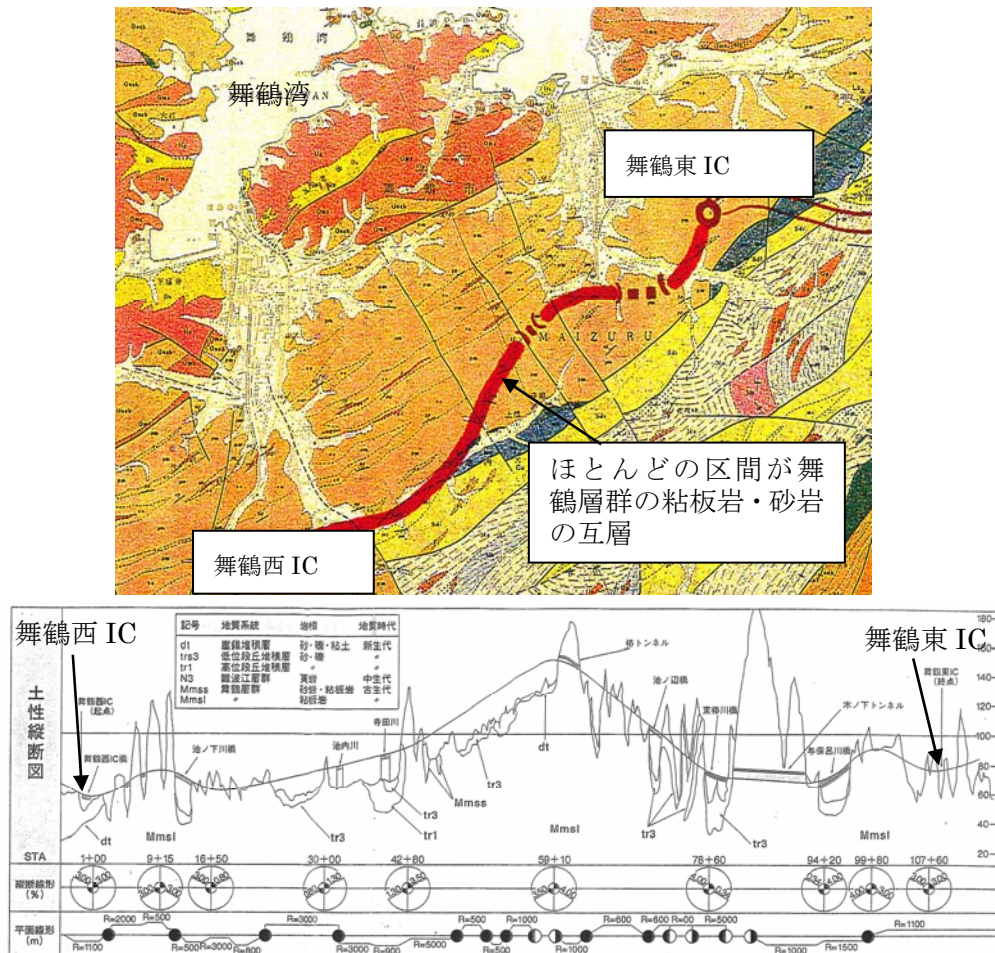


図 2.2.7 地質図<sup>13)</sup>および位置図

粘板岩・砂岩の互層で構成される 30km の区間には、図 2.2.8 に示すように多数の切土箇所があり、崩壊した部分も多数見られた。

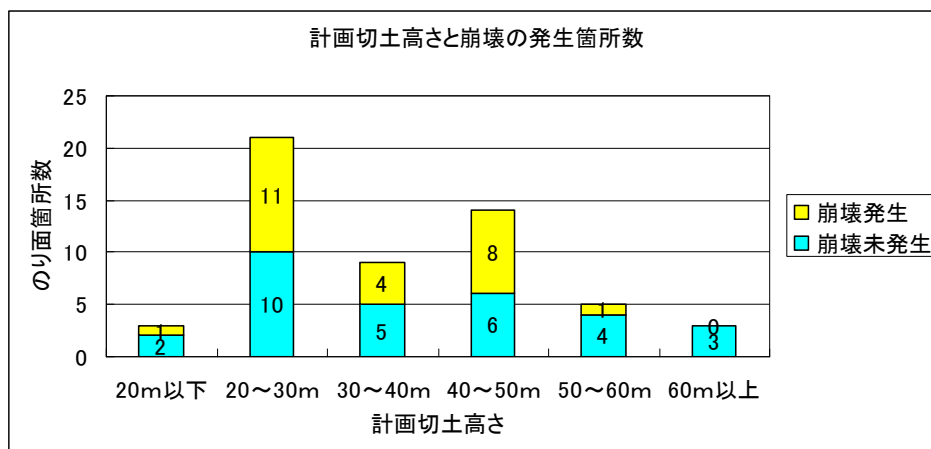


図 2.2.8 計画切土高さと崩壊の発生箇所数

このうち、崩壊が不連続面の流れ盤に起因すると考えられるものは図 2.2.9 に示すような箇所がある。流れ盤では規模も箇所数も多いことが判る。

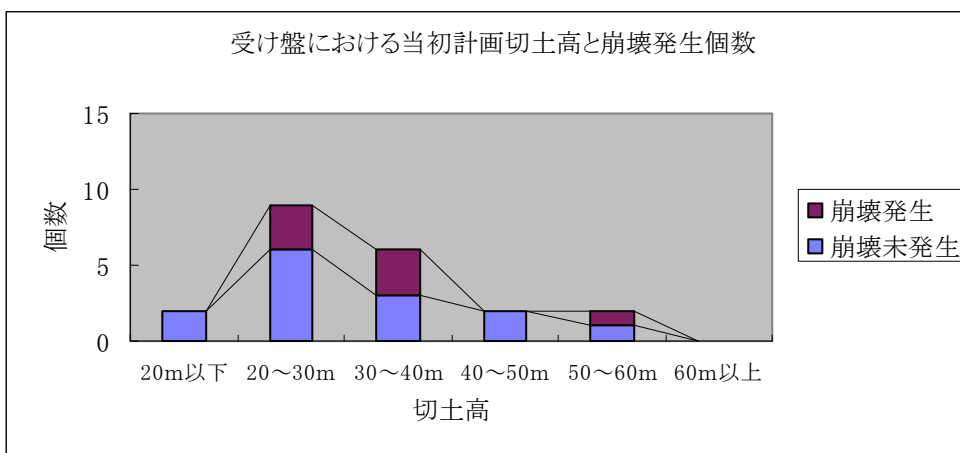
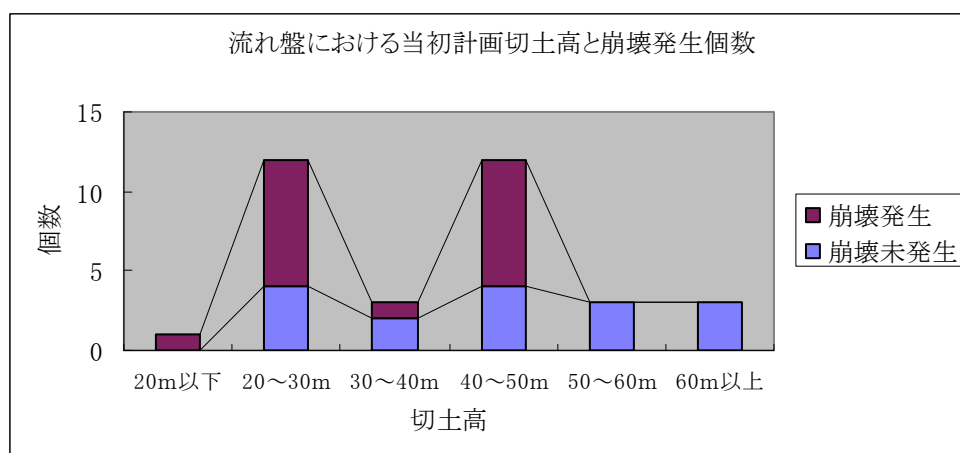


図 2.2.9 流れ盤と受け盤における崩壊発生箇所数

これらのデータを基に、不連続面（層理）の角度の分布と崩壊の頻度を図 2.2.10 に整理した。これによると、できあがるのり面に対して流れ盤の層理の場合は、60 度までの傾斜の場合に崩壊が発生しやすいことが示されている。受け盤の場合も、無条件に安定している訳ではなく、地層の傾斜が急になるとトップリングなどが原因となり崩壊率が大きくなっていくことが示されている。

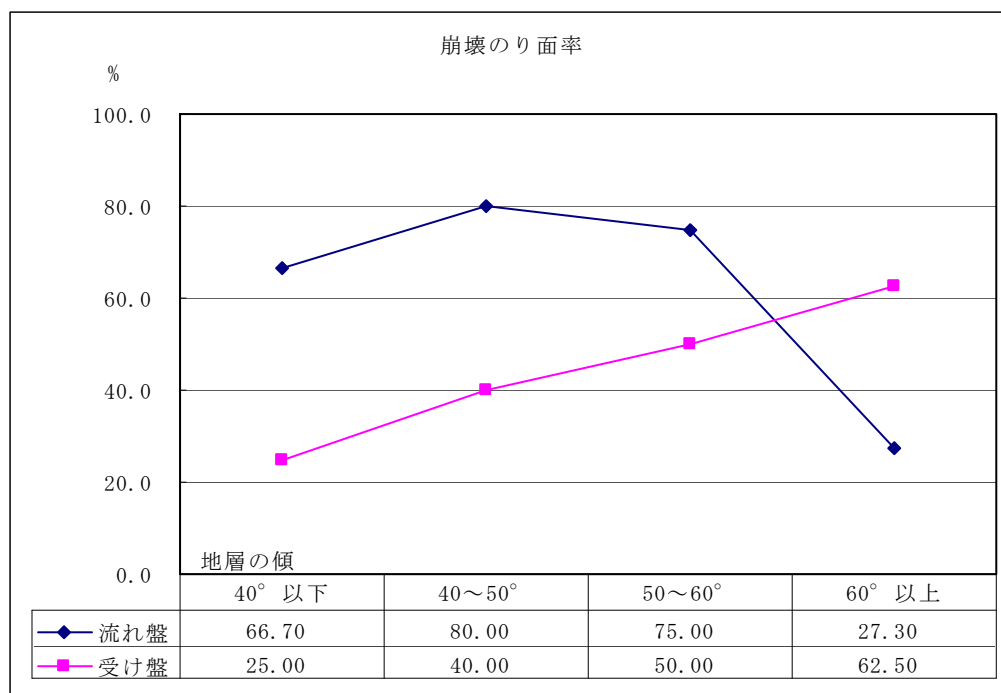


図 2.2.10 不連続面として働く層理面の角度と崩壊率

層理に関係する崩壊パターンと層理の傾斜の関係を図 2.2.10 に示す。このような傾向は、層理に関係した工学的な性質であるが、層理以外の不連続面においても、セットとして出現した場合は同様の傾向を示すものと考えられる。

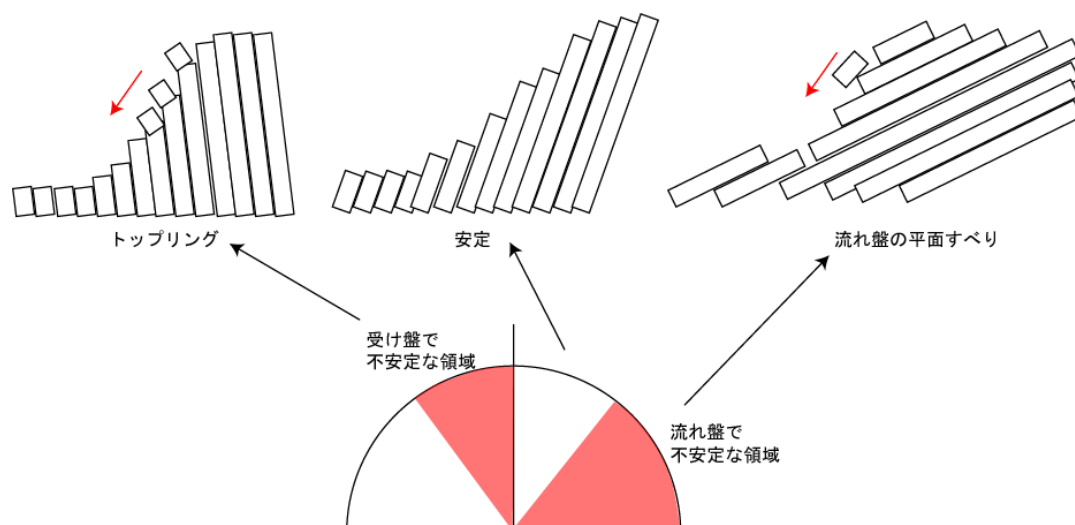


図 2.2.11 のり面掘削における不連続面（層理の互層）の工学的性質

## 2-3 不連続面と建設工事

本節では、不連続面と建設工事の相互関連する作用について論じる。ここで得られた結果を考慮することで、不連続面調査における目的と目標を明確にし、調査項目の欠落を防ぐことができる。本節では、マトリクス法<sup>14)</sup>、不連続面と建設工事の相互関連作用を考察する。

不連続面が原因となって生じる岩盤崩壊は、基本的な駆動力は重力である。地質年代的なスケールで眺めれば、自然が山容をつくる営みである。プレートテクトニクス of 巨大な力によって隆起した岩盤が、ある時間間隔の浸食に伴い、急な崖を形成し、その後断層、層理や節理から剥離、脱落または滑って斜面の形状が変化していくプロセスである。この過程における崩壊は散発的に発生するように見える。重力が崖を崩壊させる時に、地形を変形させる浸食作用と岩盤の強度を弱くする風化作用が、時間のスケールにおいて人間の世代交代の速度より少し長いインターバルで作用して崩壊を助長していると考えられるとわかりやすい。大規模な自然斜面の崩落頻度は大規模岩盤崩落検討書<sup>1)</sup>によると 100 年以上の周期と考えられている。

地盤を不安定化する浸食作用は、流水による浸食、海の波浪による浸食、風による浸食が考えられるが、建設工事では人間が人工的に不安定さを作り出すことで、不連続面から岩盤が不安定になる(図 2.3.1)。

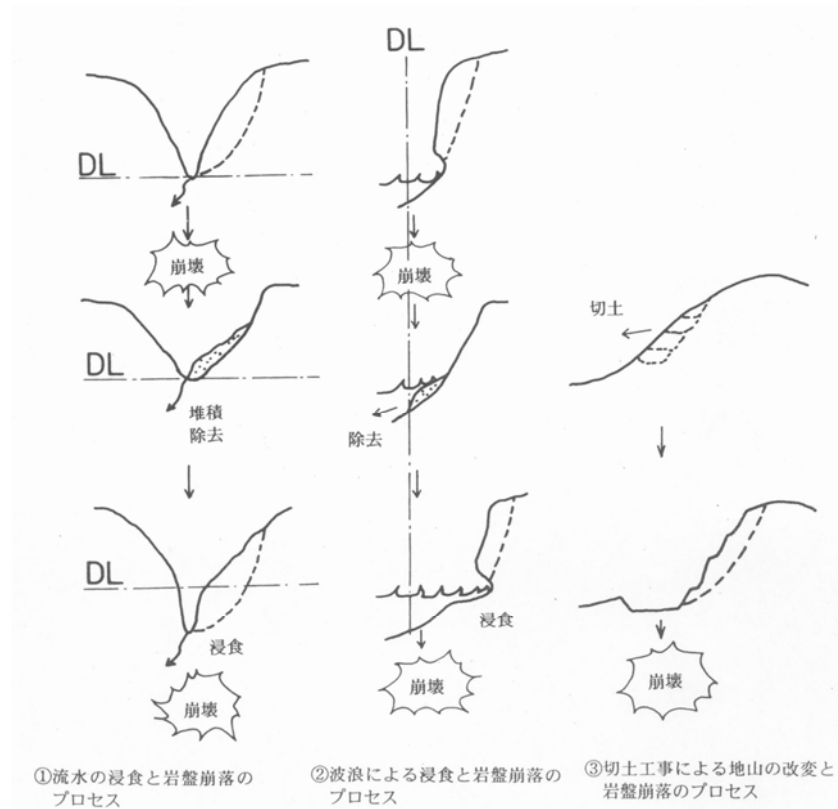


図 2.3.1 風化・浸食・崩壊のプロセス<sup>15)</sup>



不連続面をすべり面や剥離面とする岩盤崩壊周期と崩壊の臨界状況は、外見形状だけでなく内部の地質状況・地質構造にも強く依存することは明らかである。一見、危険と見なされがちな急崖は、実は地質が均質・硬質で安定していることが多い。地質が硬質あるいは均質であることが崖を形成する基本因子となっているわけで、このように様々な因子は時間軸に沿って絡み合っており、相互の関連の様子と地史を把握することが重要であることが推察できる。風化などの時間軸に沿った複雑で微妙な因子にまで考察を広げなくても、ある時点での岩盤崩落に作用する因子の組み合わせを評価することで、不連続面と建設工事の関連から、調査・解析の項目をリストアップすることは可能である。そこで、本節では、不連続面と建設工事を軸にした相互関連マトリクスによる不連続面と斜面崩壊の関係を議論する。

大局的な地史を理解した上でも、局所的な危険箇所を特定するには、専門的な知見に基づく安定性の判断が必要となる。判断には、不連続面調査が求められるかもしれない。このような場合、安定度を判定する尺度や危険因子(以下単にパラメータと記する)の認識が重要である。相互関連マトリクス法は互いに関連し合ったパラメータを体系的に認識するために役立つ。

まず、4×4のマトリクスで概念を説明する。図 2.3.2 に示すように、主要なパラメータを相互関連マトリクスの対角部に配置し、それぞれのパラメータの因果関係を評価する。相互関連マトリクスの見方は、図 2.3.2 を例に挙げれば、時計回りの出発点側が原因で到達点側が結果となり、お互いが時計回り方向に向かって影響を与える。例えば、建設工事(Project)を取り上げると、対角主要パラメータの最下行右端の要素に「建設工事」というパラメータが配置されており、この場所を、相関を検討するスタート地点とする。図に示すように、建設工事における発破は岩盤を痛め(第 4 行、第 1 列)、その結果として、亀裂が増加すれば、斜面の安定する大きさや掘削方向に大きな影響を与える(第 1 行、第 4 列)。このように、相互関連マトリクスは原因と結果の連鎖の概念を表したものである。

岩盤構造 (不連続面)	亀裂は応力の場と 方向に影響を与え る	亀裂のネットワーク 構造が二次透水性 を左右する	亀裂が掘削域のサ イズと方向を左右し うる
応力が亀裂を開口 させたり、とじたり し、新たに亀裂を 発生させることもあ る	岩石の応力	一般に、垂直応力 が大きければ、透 水性は低い	高い応力が原因で 崩壊などが生じ工 事が進まない
亀裂中の地下水流 は亀裂の特性に影 響を与える	地下水位により垂 直応力が減少する	地下水流	建設中にグラウチ ングや排水が必要 となる
発破はそこにある 亀裂を傷めるし、新 しい亀裂もつくる	掘削領域近傍で手 応力が入り替わる	掘削は常に地下水 の排出域となる	建設工事

図 2.3.2 4×4の相互関連マトリクス 10)



対角要素は、主要なパラメータを表す。主要対角要素より右上半分は、主要なパラメータが建設工事に及ぼす影響である。図 2.3.2 でいえば、1 行 1 列の不連続面の存在は建設工事の掘削工事の範囲を制約しうることを示す。2 行 2 列の岩石の応力は、応力が大きければ崩壊の原因となることを示している。3 行 3 列の地下水流は、建設工事に対しては、排水工、もしくは止水工の導入を余儀なくさせる。主要対角要素より左下半分は建設工事そのものが主要パラメータに及ぼす影響を示している。4 行 4 列の建設工事は、不連続面に対しては、発破などでさらに不連続面を増やす。また、掘削により応力が再配分されて、応力の変化とそれに伴う変位が生じる。建設工事は常に排水域として働くので、既存の地下水位や水流を変化させる。このことは、周辺の自然環境や水源に大きな影響を与える。

不連続面は、一般的に言って、自然のまま放置されても危険なことがあるが、建設工事の場合に、21 世紀になっても死亡災害に至る危険なものとなる。したがって非常に重要な主要パラメータであり、マトリクスの中で相互関連を十分吟味することで、安全な工事に結びつけることができる。

相互関連マトリクスは、パラメータの基本項目から詳細項目に向けて、階層構造を作ることでもある。図 2.3.3 にこの階層構造の概念を示す。図中の最上階には、**RSP(Rock:岩盤そのもの, Site:現場周辺の環境, Project:建設工事)**の基本的な項目からなるマトリクスがある。これは、表 2.3.1 の 1 列目の項目(第 1 階層)に対応している。第 2 階層は大規模岩盤崩落検討報告<sup>12)</sup>から経験的、包括的な基本パラメータを設定した。第 3 階層は詳細なパラメータとなっている。ここでは不連続面は方向や配列に焦点を当てており、斜面方向との関連に着目している。第 4 階層は日本で多用されている評点法の項目(表 2.3.2)を参考に更に詳細なパラメータとなっている。表 2.3.2 からは出現頻度をまとめ、基本的にふたつ以上の評点法に共通のパラメータを選択したが、不連続面に関しては、1 項目でも採用とした。現場への適用にあたっては、不連続面に起因する崩壊の危険性が高い現場では、現地の状況に応じてパラメータ項目を調整し、観測の基準値などを対角の主要なパラメータに格上げして、現場に適したパラメータとして利用していく必要がある。

もし、不連続面の箇所の特定や崩壊規模・時期の予知が目標となる場合、パラメータ設定時の目標は予知に関連した項目でより詳細なものにすることができる。工事後の継続観測が必要な場合のパラメータも設定しておくことも可能である。

最後に、図 2.3.4 に、不連続面と岩盤崩落について相互関連マトリクスを作成した。対角成分は、表 2.3.3 に別途示した。1~6 は、岩盤の特性、7~12 は、現場周辺の環境、13~14 は、建設工事、15 が岩盤崩壊としている。

今後、風化のパラメータ、観測基準のパラメータ、工事後の観測のパラメータなどの追加でより実践的なものにすることができる。

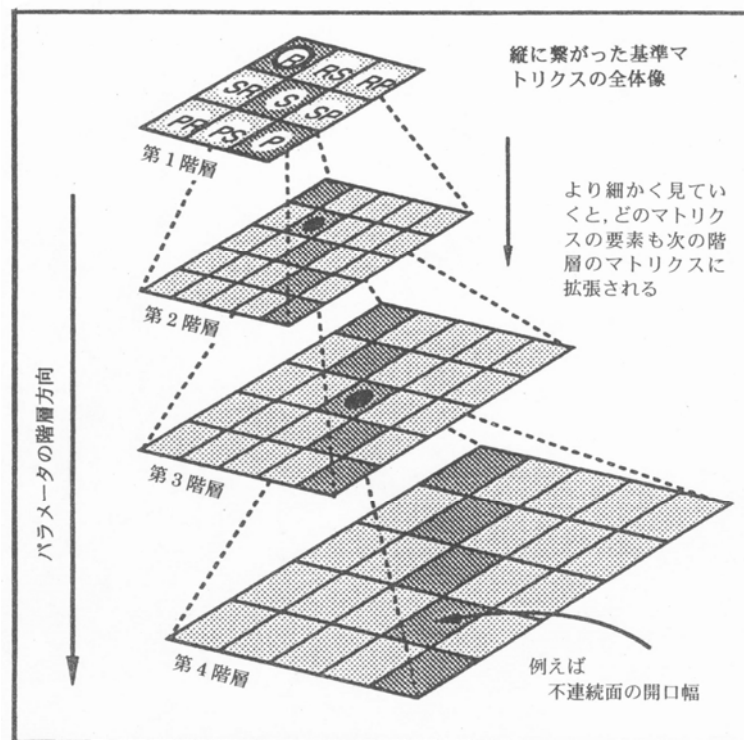


図 2.3.3 マトリクスの階層構造説明図 14)

表 2.3.1 岩盤崩落箇所の特特定を目標にしたパラメータ一覧

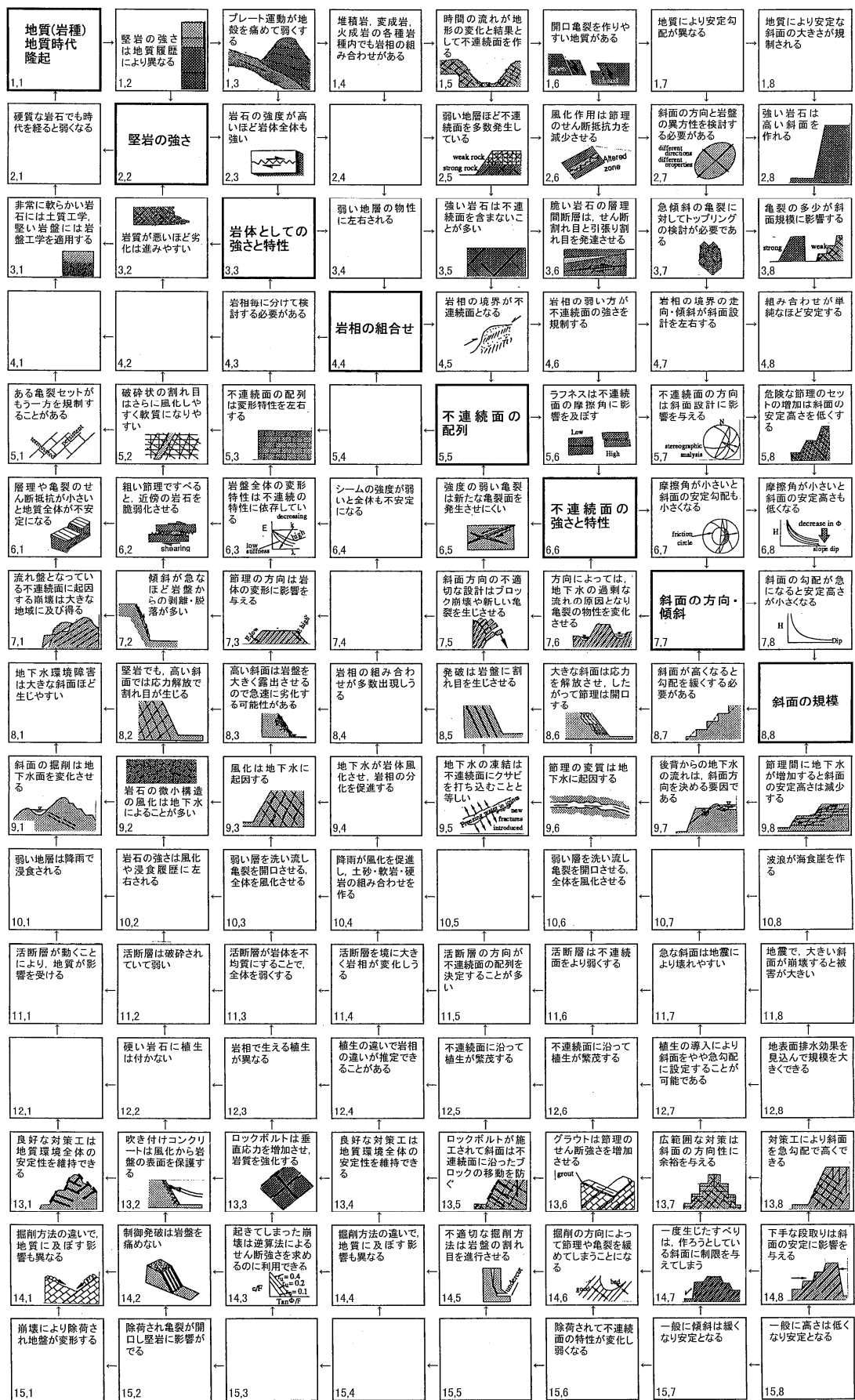
第1階層	第2階層	第3階層	第4階層
	基本 パラメータ	岩盤斜面についての一般的 パラメータ	岩盤崩壊特定の目標に適した パラメータ
岩盤 の 特 性	地質	堅岩の特性 岩体としての特性	岩種、堅岩の強度、風化度 岩体としての強度
	地質年代 地質構造	岩相の組合せ 不連続面の配列、特性  初期応力	岩相の組合せ、表土の厚さ 不連続面の走向・傾斜、トレース の長さ、開口幅、頻度 不連続面の強度 初期応力
現場 周 辺 の 環 境	地形	現場の位置 崖の方向と高さ	地域特性 斜面の高さ、長さ、傾斜、オーバ ーハング、タイプ、遷急線 集水地形、後背地の地形・利用状 況
	水  気候 地震 植生	水文状況	凍結、融解 常時湧水 降雨・融雪量 活断層分布・地震の予測 植生 交通量
建設 工 事	建設工事	対策工とメンテナンス状況 工事の手法（機械施工、発 破の方法、逆巻きなど）	対策工・地下水処理 メンテナンス 掘削方法

表 2.3.2 評点法の項目

評点法	基本 パラメータ	詳細パラメータ	SMR (段階数)	道路防災 点検 (段階数)	道路震災 対策便覧 (段階数)	急傾斜地 崩壊対策 事業 (段階数)	国鉄「土木 建造物取替 の考え方」 (段階数)	日本道路 公団方式 (段階数)	SSR法 (段階数)	共通の 項目の 件数	2項目 以上の 共通項
岩盤	地質	地質			9		3		5	3	○
		表土の厚さ			2	2		2		3	○
		風化度					4	5		2	○
		岩相の組合せ		4				4		2	○
	岩質	堅岩の強度	6	2						2	○
		コアのRQD	5							1	
	不連続面	不連続面の状態	5				2			2	○
		亀裂頻度		4						1	
		ブロックサイズ						5		1	
		不連続面の走向	5							1	
		不連続面の傾斜	5	4						2	○
		不連続面の強さ						5		1	
		開口亀裂		2						1	
	現象	落石・崩壊		2	3	2			5	4	○
現場	地形	傾斜	5	3	3	2	3	5	5	7	○
		斜面の長さ							5	1	
		オーバーハング			3	2				2	○
		高さ		4	3	2	3	5		5	○
		タイプ		4						1	
		遷急線		3						1	
		集水地形					2	3		2	○
		後背地利用状況						6		1	
		後背地の地形						4		2	○
		降雨後地下水	5							1	
	地下水	凍結融解湧水		3					5	2	○
		常時湧水			2	2	3	2		4	○
	その他環境	交通量							5	1	
工事	工事	道路の曲率半径			3						
		道路縦断形状						5		1	
		道路横断形状						4		1	
		見通し・路肩幅							5	1	
		斜面-道路の距離			1					1	
		発破方法	5							1	
		既存構造物の異常				2				1	
		対策工・メンテナンス			3	2	9	7	5	5	○

表 2.3.3 岩盤崩落パラメータの内容

要素番号	第1階層	主要崩壊パラメータの内容
1	岩盤の特性	全体的な環境のうち、地質時代、地質・岩種、地質構造など
2		堅岩の強さ
3		岩体としての強さと特性
4		地質の内、岩層の組み合わせ
5		不連続線の配列 セットの数、方向、開口幅、ラフネス
6		不連続面の強さと特性 粘着力、摩擦
7	現場周辺の環境	斜面の方向と位置 傾斜と傾斜方向、位置
8		斜面の規模
9		水文状況、湧水など
10		気候に関係したもの、海水面変動、降雨、降雪など
11		地震の危険性、活断層の分布、破壊前兆現象
12		植生一般
13	建設工事	対策工・メンテナンス
14		掘削工法
15	岩盤崩壊	斜面崩壊



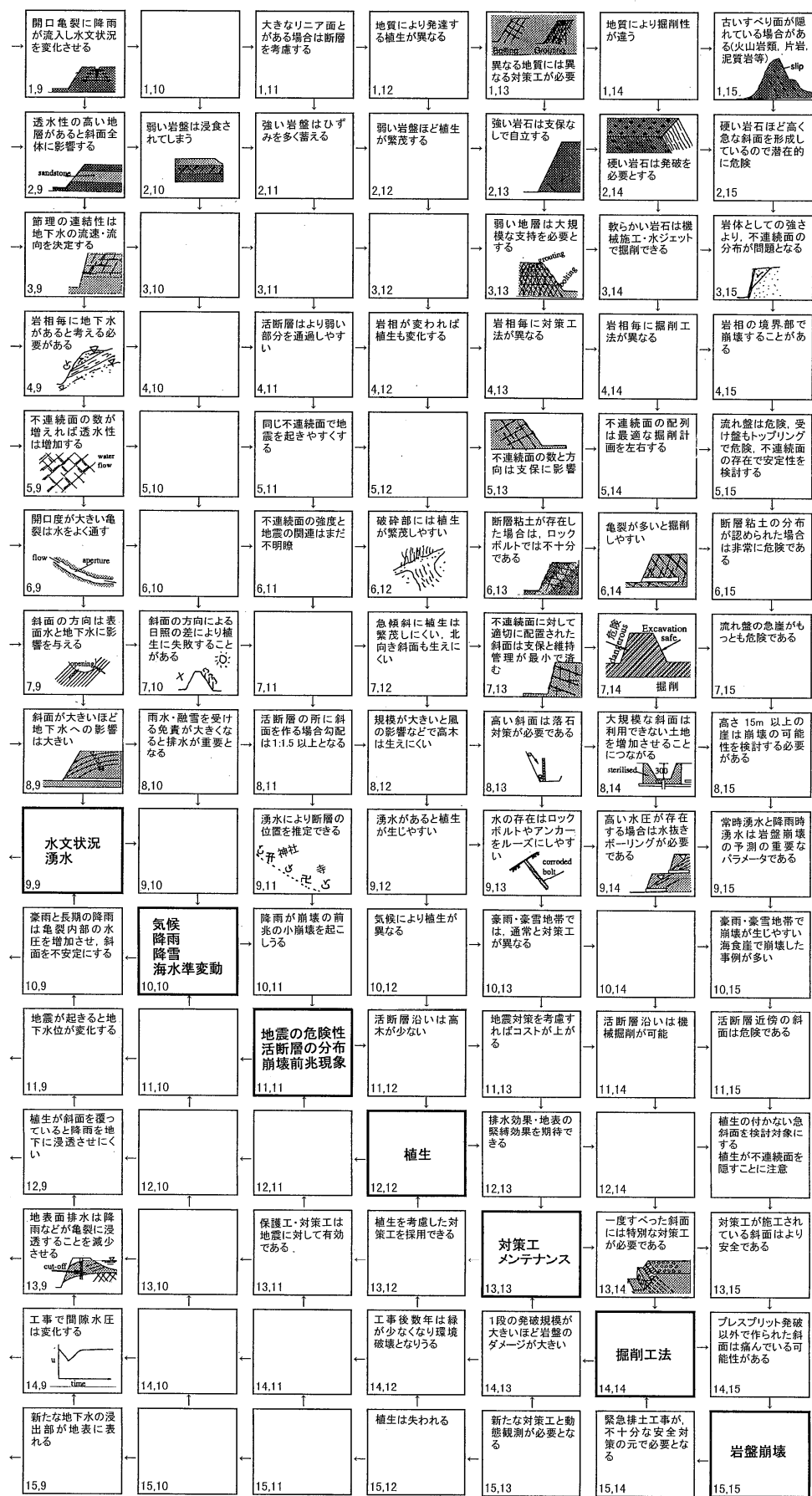


図 2.3.4 不連続性岩盤に関わる岩盤工学マトリクス

## 2-4 不連続面の調査技術

### 2-4-1 はじめに

不連続面の調査では，調査の対象岩盤が急崖であったり，植生に覆われているなど，露頭観察上の物理的制約の他に，図 2.4.1<sup>1)</sup>に示すように，どの程度の規模の不連続面が岩盤の挙動を支配しているのかを決定する困難に遭遇する．また，急崖や植生のために直接観察が困難であるといった制約は，不連続面の幾何情報の質を悪くする．断層などは，地質調査で推定できるが，節理や片理などの中小規模の不連続面は，岩盤の挙動にどのような影響を与えているのか判断が難しい．岩盤構造物の安定度を評価するためには，モデル化が必要である．モデルに採用する不連続面を取捨選択する判断に迷うことになる．大小無数に分布する不連続面を，成因別，規模別，形態別に分類する方法は，未だ確立されていないという事実があるが，ここでは現在知られている範囲での不連続面のモデル化についてまとめる．

なお，本章では不連続面の構成要素を，ISRM(国際岩の力学連合会)指針<sup>3)</sup>に基づいて説明している．表2.4.1には，その要素を「幾何学情報」と「力学・透水性情報」とに大別して示した．本章では調査とモデル化に必要な「幾何学情報」の取得についてまとめ，解析に必要な不連続面の強度特性については，第3章のキープロックの応用に際して整理する．



図2.4.1 不連続面情報の取得に関わる課題

表2.4.1 不連続面のパラメータと性質による区分<sup>3)</sup>に加筆

幾何情報	位置	3次元的な不連続面の位置 平面に含まれる任意の点のx, y, z座標
	方向	3次元的な不連続面の方向 走向・傾斜若しくは傾斜方向・傾斜角度
	連続性 (トレース長)	露頭部に見える不連続面の長さ
	間隔	隣り合った不連続面の垂直距離
	セット数	交差する節理系を構成する不連続面群の数 (ジョイントセットの数)
	ブロックサイズ	交差しあう不連続面群のそれぞれとの方向と間隔によって決まる岩塊の寸法
力学・透水性情報	粗さ	一つの不連続面における平均的な面を基準にとった時の表面の粗さや起伏度
	壁面強度	割れ目の壁面を構成する岩石の圧縮強度
	間隙幅	空気や水で満たされている不連続面の両側の壁面間の垂直距離
	充填物	不連続面の両側の壁面に挟まれる物質
	浸透水	個々の不連続面あるいは岩盤全体に見られる水の流れと自由水

## 2-4-2 不連続面の幾何情報の取得と評価

### 2-4-2-1 不連続面を工学的に取り扱う上での留意点

図 2.4.2 は、土木構造物の規模と不連続面のトレース長との概略的な関係を表したものである。同じ土木構造物であっても不連続面の規模や間隔と構造物との関係は、構造物の規模によって相対的に変化するものであることにも留意する必要がある。図 2.4.3 に示すように、サイトが世界のどの部分に位置するかによっても大きな違いが生じる。テクトニックな造構体に近接する地域と安定大陸部では、静的にも動的にも対応の仕方が異なる。また、不連続面は方向を持って三次元的に分布するため、構造物と不連続面の関係はより複雑となる。

一方、不連続面を工学的に扱う場合、その成因によって大規模～小規模の 3 種類に便宜的に区分することは、前節でも述べた。しかし、例えば一口に節理といっても、火山岩での系統的な節理の他にも、応力解放に伴うシーティングジョイントのようなものまで含まれる。調査では、ただ機械的に区分するのではなく、岩盤の工学的性質に対し、不連続面の個々の存在が影響するのか、集合体としての存在が影響するのかを、十分考慮して区分することが大切である。前者であれば、地質構造に基づいて決定論的に扱い、後者であれば、統計論的な扱いが必要となる。

現在、不連続面を扱う解析法には、連続体解析と不連続体解析があり、いずれも中小規模不連続面の取り扱いに特徴がある。すなわち、前者では不連続面を統計的に処理し、不連続面を含む岩盤を巨視的に連続体と見なす。しかし後者では、不連続面の分布を既知と

して扱う。調査において、最も注意しなければならないのは、不連続体解析では、扱う不連続面の位置情報がきわめて重要である、という点である。例えば、特定の岩盤ブロックの安定を扱うキープブロック解析では、自由面の位置や方向と不安定ブロックを構成する不連続面の位置と方向の関係に基づいて判定がなされる。これに対し、連続体解析では、各不連続面の絶対位置の情報はそれほど重要視されない。また、解析の目的が、地下空洞などでの微小な変位を目的としている場合には、扱う不連続面の長さや間隔も小さくなる。逆にブロックの安定問題では、扱う不連続面は数十mのオーダーを対象とするようになる。

このように、取得すべき不連続面の情報は、構造物との相対的な関係の他に、解析の方法やその目的によっても異なったものとなる。不連続面の調査と評価では、これらの点に対する注意が必要である。

トレース長(m)		1000	対象構造物など	断層	層理	節理	解析モデル	コメント
大規模	ダム							
	地下空洞							<ul style="list-style-type: none"> <li>・不連続面で最も大規模なものはいうまでもなく活断層である。</li> <li>・活断層は、破碎帯の幅が大きく不連続面としての取り扱い注意。</li> <li>・大規模地核シミュレーション等。</li> </ul>
中規模	ダム							
	発電所 トンネル							<ul style="list-style-type: none"> <li>・このレベルでは層理が最も危険。</li> <li>・このレベルの断層は発見が容易。</li> <li>・決定論的に不連続面を記述できる。</li> <li>・透水モデルでは「みず道」として扱う範囲。</li> </ul>
小規模	トンネル切羽 斜面小段							
	トンネル切羽 斜面小段							<ul style="list-style-type: none"> <li>・不連続面を統計的に扱うことで、等価均質媒体に見なすことができる範囲。</li> <li>・透水性では、連結性が問題となる。</li> </ul>
	トンネル切羽 斜面小段							<ul style="list-style-type: none"> <li>・ほとんど、均質なものとして扱える領域。</li> <li>・吹きつけなどの表面保護処理で一括して対応可能となる。</li> <li>・透水性モデルではダルシー則となる。</li> </ul>
								<ul style="list-style-type: none"> <li>・土砂状のものとなることも多く、均質なものとして扱う領域。</li> </ul>

図2.4.2 不連続面の規模

## 2-4-2-2 不連続面情報の取得

ISRM指針には不連続面の評価項目として表2.4.1に示す10個の要素が示されている。表2.4.1では10要素を解析に必要な幾何情報と力学・透水性などの情報に区分して示した。力学情報のうち、粗さは経験式によりせん断抵抗角を推定でき、開口幅を知ること透水性に関連した情報を得ることができる。

幾何情報として必須の項目は、位置、方向(走向・傾斜)とジョイントセット、連続性(トレース長)と間隔である。この他に記載すべき力学情報としては、粗さ、壁面強度、開口幅、挟在物、透水性に関する情報がある。



### (1)不連続面の位置

不連続面について、解析・安定の検討・対策の施工を実施する際に、その位置情報が重要である。図2.4.3の左図に示すように、地すべりではすべり面に着目することは、連続した一つ面を決定することが重要であるが、不連続性岩盤の解析では、着目しなければならない不連続面の数が多く、それらすべての面の位置情報が必要となる。このため、切土については、精密な地形測量や形状を測量する写真測量が実施される。とくに、写真測量では、位置情報と共に、不連続面の走向・傾斜も得ることができる。

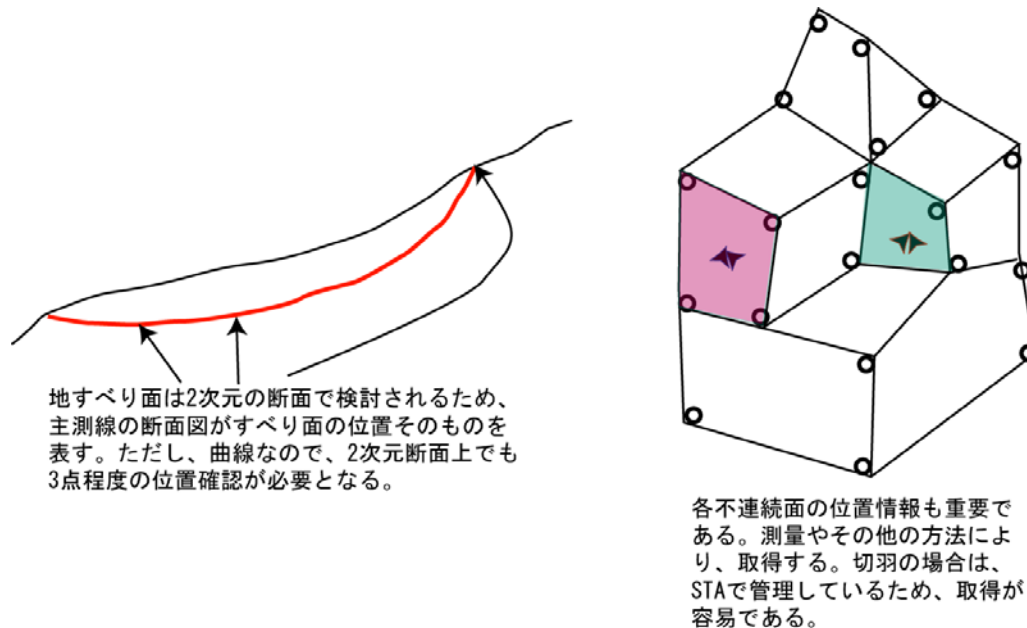


図2.4.3 地すべりのすべり面と不連続性岩体のすべり面の違い

### (2)方向(走向・傾斜)とジョイントセット

不連続面の方向は、不連続面の空間分布を特徴づける重要な要素である。表示方法は、地質学では $N10^{\circ} E35^{\circ} E$ (走向・傾斜)が採用され、岩盤工学では $010^{\circ} / 35^{\circ}$  (傾斜方位/傾斜)のように表記することが多い。ISRMでは、傾斜方位角を $5^{\circ}$  きざみ、傾斜角を $2^{\circ}$  きざみで読めば十分とされているが、不連続面情報を取り扱う解析が整備されてきた現状では傾斜方位角においても $2^{\circ}$  程度で読み取る場合もある。逆に、トンネル切羽などで直接岩盤に接することが困難な場合には、精度が悪くなる場合もあり得る。

走向・傾斜のデータは、決定論的な取り扱いをする場合には、位置情報と密接な関係で取り扱われるが、均質なものに置き換えて数値解析モデルを作成する場合は、統計的に取り扱うこととなる。特に、節理などの不連続面では多くの場合、同じ方向性を持つ2方向以上の不連続面群が交差して同時に存在する。同じ方向性を持つ不連続面群をジョイントセットという。多くの場合、全体の系は複数のジョイントセットから構成される。

方向データは、図2.4.4に示すステレオ投影法<sup>16)</sup>で整理される。ステレオ投影法には、等面積投影法と等角投影法があり、プロットの方法に下半球投影と上半球投影があり、同一

現場で統一しておくことが重要である。

現場で取得されたデータからジョイントセットを分類する作業を卓越方向解析（クラスター解析）といい、ステレオ解析上で実施される。現在ではステレオ投影もクラスター解析もコンピュータ上で行われる。図3.3.5は、方向データの下半球への極プロットを行った後、クラスター解析を行った例である。

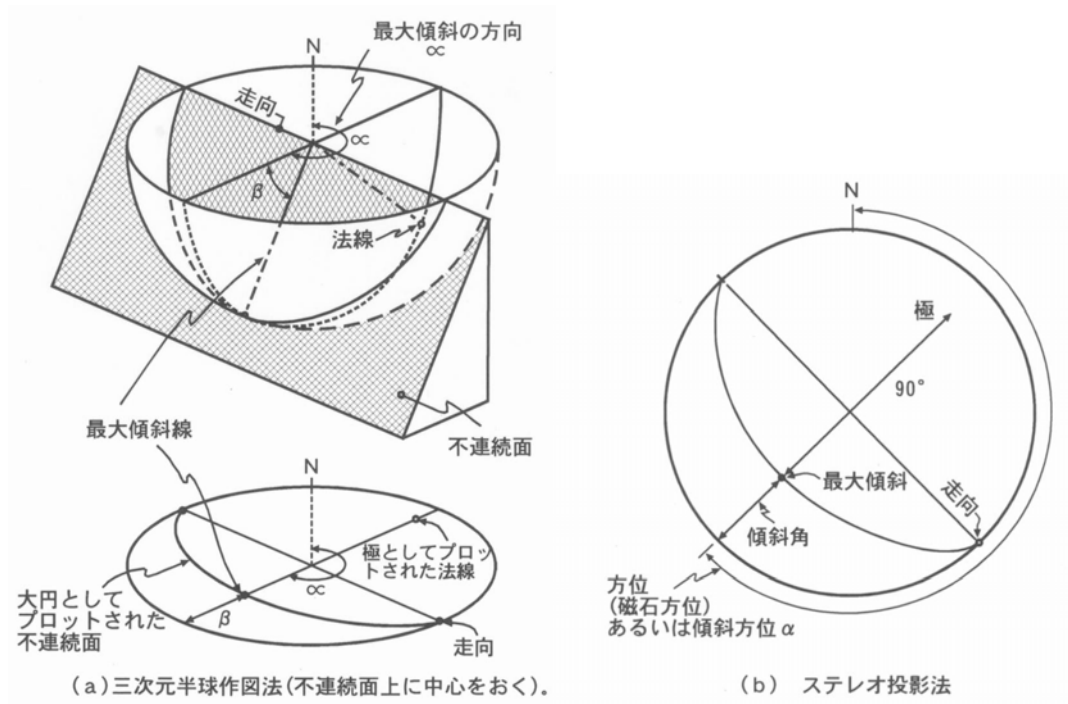


図2.4.4 ステレオ投影図（下半球投影）

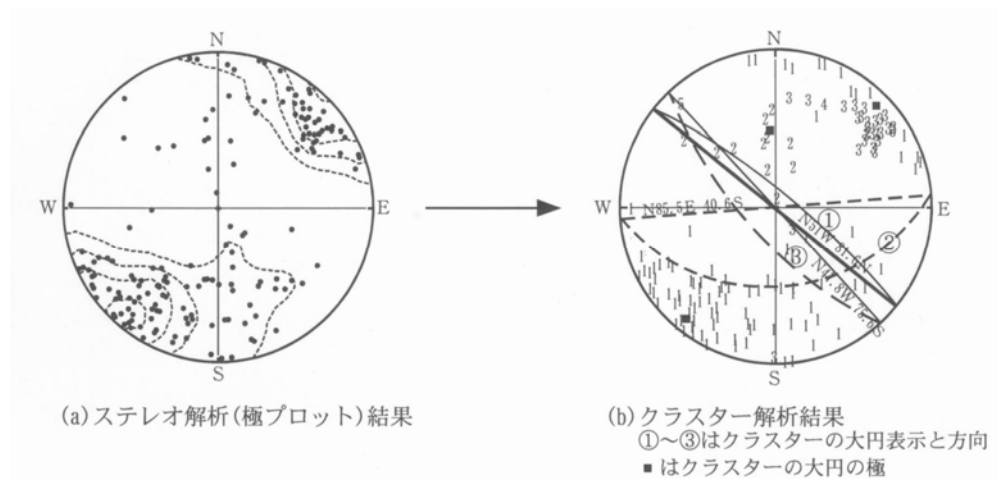


図2.4.5 ステレオ解析結果とクラスター解析の例

ステレオ投影による解析では、面のデータが下半球での点として表されるために、各点が断層なのか層理なのか節理なのかを区別すると事ができなくなる。地質学的成因の項で述べたように、不連続面の特徴は成因に大きく依存することがあるため、図2.4.6に示すように、不連続面の種類を区別した解析をする必要がある。

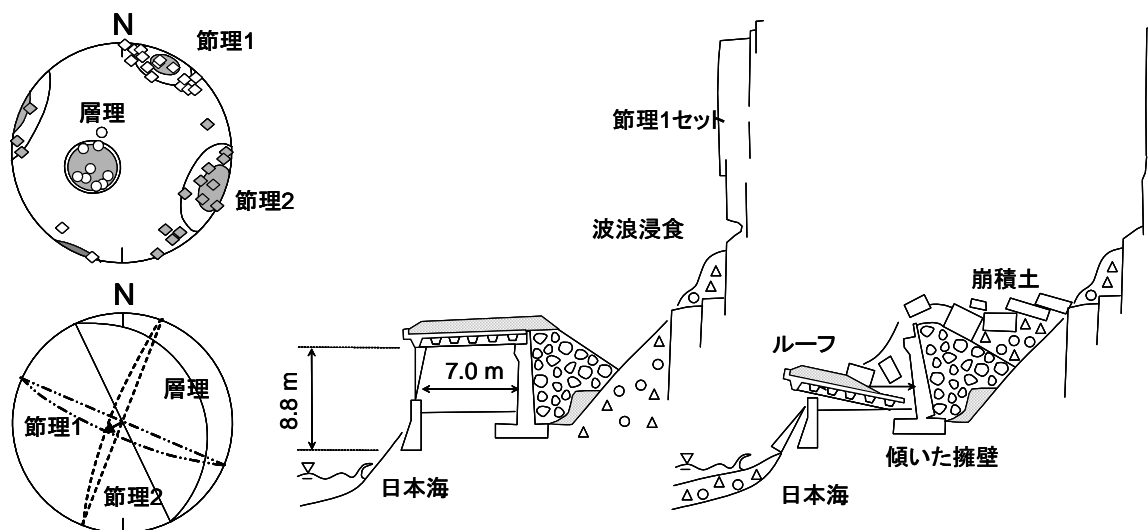


図2.4.6 不連続面の種類分けをしたステレオ解析の例<sup>17)</sup>

### (3) 連続性(トレース長)

連続性は、岩盤の安定性や変形性、水みち経路などに影響する重要な要素である。

不連続面の連続性は、観察面での長さ(トレース長)として計測される。岩盤の工学モデルでは、不連続面を図2.4.7に示すような円盤ないし楕円で表現し、トレース長の計測結果を統計的に処理した後、円盤の平均的直径(平均トレース長)や面積が推定される。不連続面が岩盤内である程度の大きさを持つ平面的な存在として捉えたもので、モデル内では、単位法線ベクトル ( $\hat{n}$ )、円盤半径 ( $r$ )、中心位置のパラメータで形状を決定することができる。図からもわかるように、連続性は、連結状態によっても大きく変化するため複雑である。

サンプリングに際して問題となるのは、どのくらい小さな不連続面まで計測の対象とするか、という問題である。最小トレース長は、小さいものを無視すると連続性を過大評価することになり、解析の目的や精度にも影響する。連続体として変形解析を対象とする場合には、数十cmクラスの小さなものまでを対象とすることが多いようで、一方、ブロックの安定問題などでは、施工時の条件から決定する場合もある。例えば、施工時の支保工の強度が2.0m四方のブロックの滑動を抑止できるのであれば、サンプリングすべき不連続面の間隔と連続性は概ね2.0m以上でよいことになる。

なお，連続性データは，卓越方向解析によって，不連続面群(ジョイントセット)毎にヒストグラムを作成し，最頻値ないし平均トレース長として求められる。



図 2.4.7 不連続面円盤モデル<sup>18)</sup>

図 2.4.8 に現場での不連続面トレース長の計測手法（スキャンライン法）を例示した。

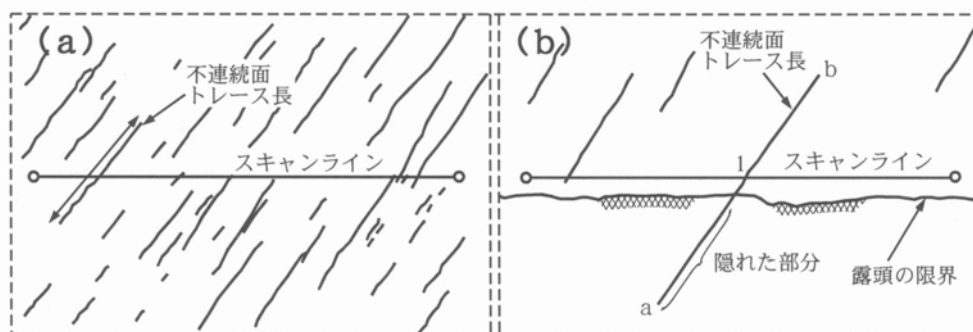


図 2.4.8 スキャンライン法による不連続面調査の例

トレース長と自然の露頭に表れる頻度は連続した分布を示していることから，トレース長の境界を区分することは困難である．にもかかわらず，人間が行う岩盤工事においては，岩盤挙動を支配する不連続面の規模の把握が必要となる．岩盤を不安定にさせる，不連続面のトレース長の閾値をその都度見いだすことは非常に重要な作業となる．このような概念はREVとしてまとめられている．

REV(Representative Elementary Volume)は，連続体として近似できる最小の寸法概念

である．図2.4.9に示したように<sup>16)</sup>，同じ不連続面の集まりでも，対象とする構造物の規模に応じて近傍域では不連続面は決定論的な扱いを受けて，遠方域では統計的な扱いをした上で連続体として近似することができる．

REVは，不連続面の分布が統計的に均質であると見なせることが必要条件となるといえる．小田<sup>19)</sup>は，REVをクラックテンソルの不変量のばらつきが最小となるような領域と定義し，2次元不連続面分布の数値実験より平均的な不連続面との比較により設定する方法を提案しており，推定すべき領域の不連続面分布に対して誤差が許容範囲に収まるためには，不連続面の平均長さの4倍程度の領域が必要であるとしている<sup>20)</sup>．

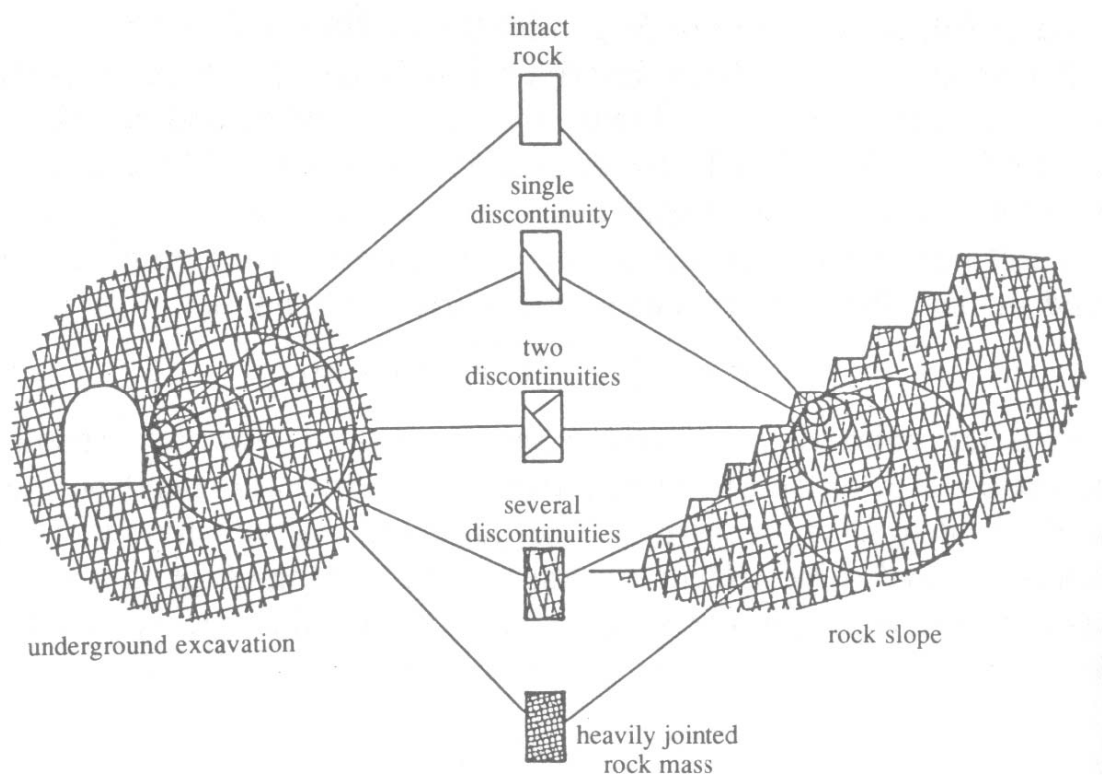


図 2.4.9 REV の概念<sup>16)</sup>

言い換えれば，トンネルの切羽を，等価連続体として扱おうとすると，16mの幅があるすると4mの長さの亀裂ばかりで，成り立っている必要がある．しかしながら，図2.4.10にあるように，日本においては，亀裂はフラクタル次元が1.8とされていて，ある領域に含まれる不連続面の大きさと数が推測できる．

これによると，100m<sup>2</sup>の切羽には1mのトレース長の不連続面は，10000m<sup>2</sup>で1万本から，100本とわかる．また，2mのトレース長の不連続面は，11本程度，10mのものは，1本程度が分布することがわかる．

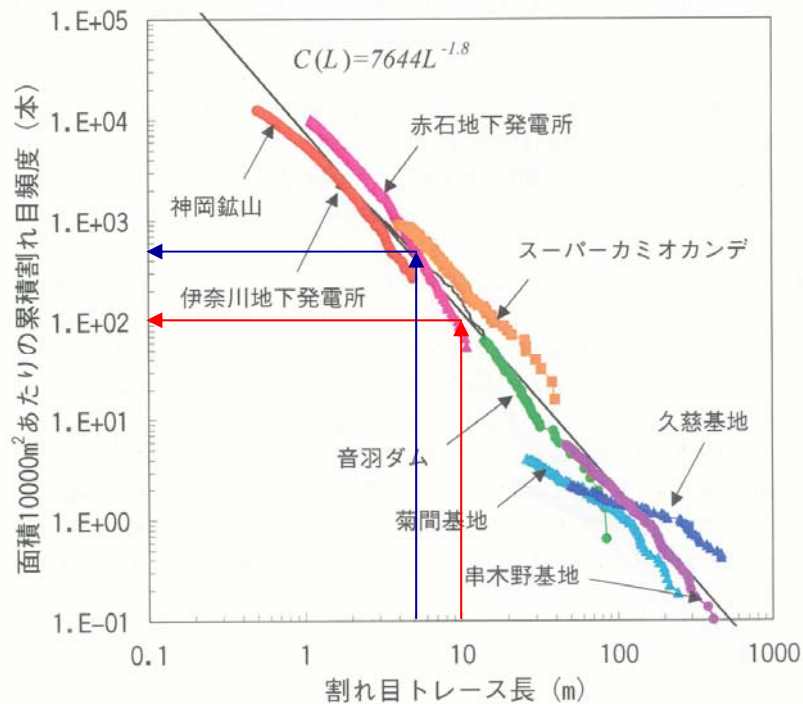


図 2.4.10 不連続面のトレース長と頻度<sup>21)</sup>

図 2.4.11 に示すように、10m×10m の切土・トンネルの切羽には、非常に高い確率で決定論的に検討する必要がある不連続面が出現することになる。REV の概念から、等価連続体として扱えない長さの亀裂が必ず存在することから、不連続体としての挙動は避けられないことになる。

一方、トンネル切羽施工時の条件から、着目すべき最小規模を決定できる場合がある。例えば、施工時の支保工の強度が 2.0m 四方のブロックの移動を抑止できるのであれば、着目すべき不連続面の間隔と連続性は概ね 2.0m 以上で良いことになる。

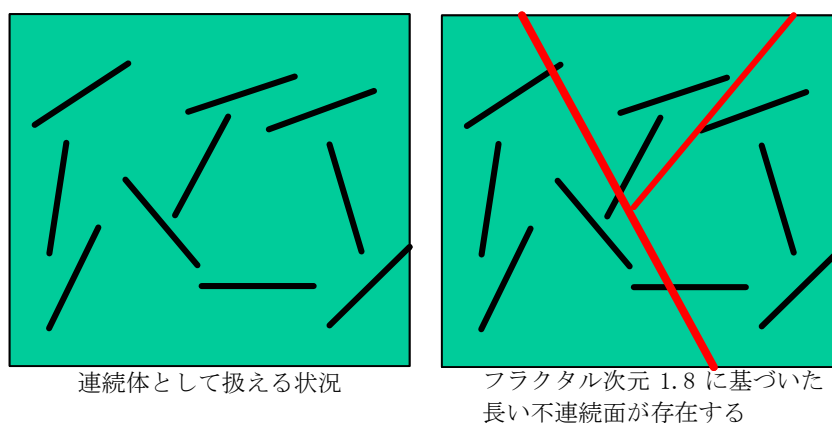


図 2.4.11 100m² の切羽にはトレース長 10m のものは、1 本程度が分布する

#### (4) 不連続面の開口幅，粗さ，挟在物

これらの特徴は、キーブロック解析を実施する際に、ブロックの安定性を計算する際の不連続面のせん断強度に直接関わる問題である。

粗さから、せん断強度が推定できる。また、挟在物の強さが判れば不連続面の強度はほとんど挟在物の強度に支配されることから、推定が可能になるため、これらの特徴を観察から記録しておくことは重要な作業である。また、挟在物に関係して挟在物がほとんどなくても鏡肌(スリッケンサイト)の有無は、その面が大きく変位した証拠であり、滑りやすいことが予測されるため重要な証拠である。記載例を表 2.4.2 に示す。

表 2.4.2 不連続面の挟在物

挟在物の種類	特 徴
断層粘土	ほとんど礫混り砂質粘土で、ハンマーピックが簡単に突き刺さる。
断層角礫	角礫と断層粘土の混合したようなもので、ピックは突き刺さらないが、土として掘り起こせる。
礫	ほとんど圧碎された礫状。断層と母岩の境界が不明瞭のこともある。

番外:スリッケンサイトの有無	面そのものであるが、面のどちらか片方が、粘土になっていることが多い。
----------------	------------------------------------

#### (5) 浸透水

最後に物性に関わる項目として浸透水(湧水)である。表 2.4.3 に記載例を載せる。湧水が多いような不連続面は連続性も高く、面が開口していることを表しているので、ブロックとしての崩落を考える場合において注目すべき項目と考えられる。

表 2.4.3 断層れっか水の量の評価

湧水状況	特 徴	予想される危険な状態
湿る	断層破碎帯はほとんど湿っている。	普通の地山の状態で問題はない。
滴下	不連続面の途中の切れ目や突出部からポタポタと滴下する。	挟在物のない開口した亀裂の場合、亀裂の粘着力はほとんどなく、落下しやすい。
細流	ポタポタが、途切れずに細い流れとなったもの。	土砂状の崩れを伴う破碎部の崩壊の危険
流水	数 l/min 程度までの流れ。流水が見える。	前方に突発性湧水数 $\text{m}^3/\text{min}$ の可能性がある。

### 2-4-3 不連続面の調査

#### 2-4-3-1 モデル化の手順

解析のためのモデル化を目的とした調査の手順を、図 2.4.12 に示した。調査は、まず決定論的に扱う大規模不連続面と、統計論的に扱う中小規模不連続面とを区別することから始める。ただし、実際には調査の初期の段階で岩盤の変形や崩壊モードを予測し、それに適合した解析モデルを採用することを前提に調査は進められる。本格的な、解析を目的とした調査が始まる前に、一度この図の手順が実行される。



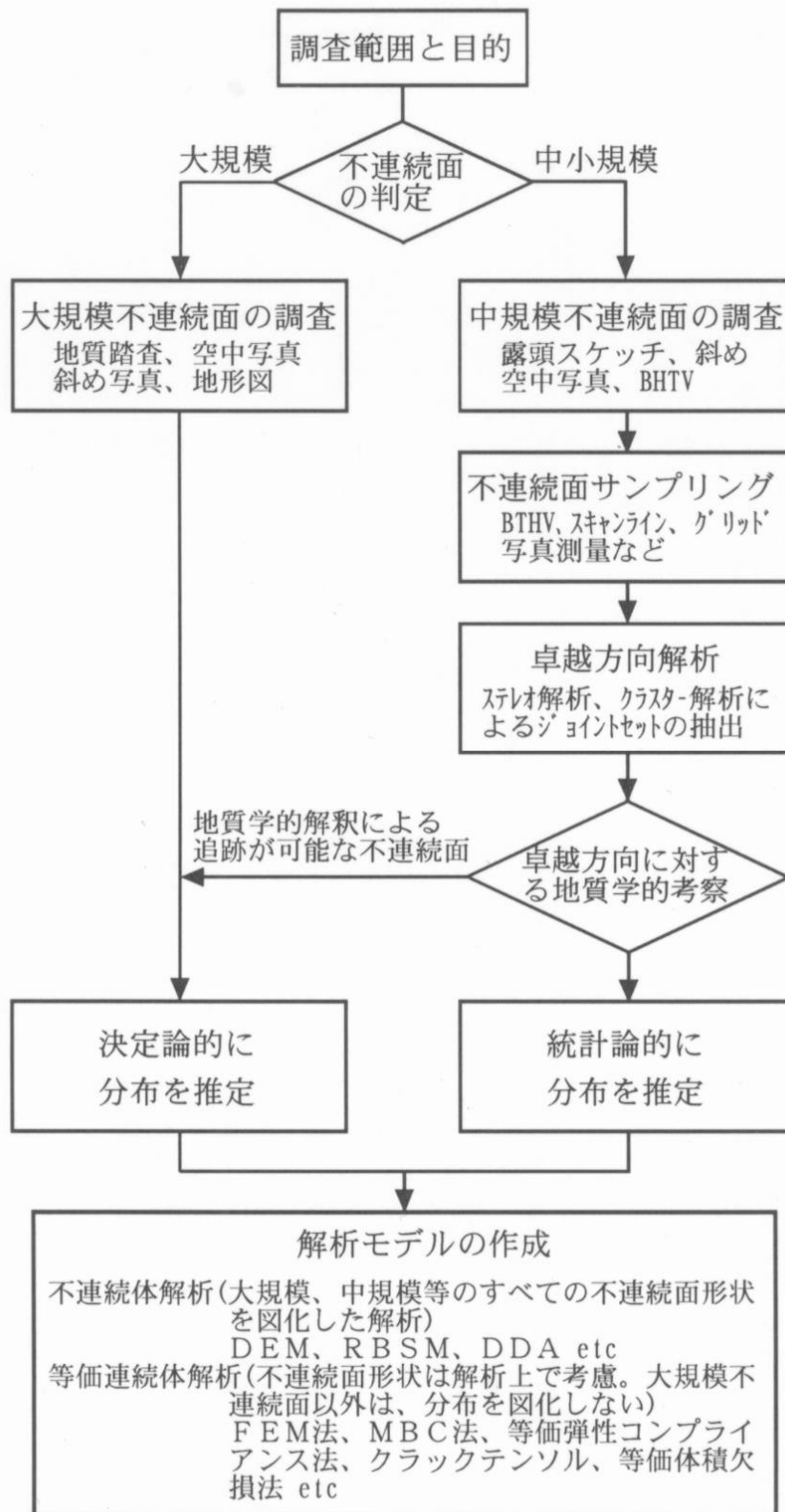


図 2.4.12 不連続面のモデル化の手順<sup>1)</sup>

### 2-4-3-2 不連続面の調査法

不連続面の主要な調査法と、その適用について表 2.4.4 にまとめた。不連続面の位置や方向の情報は、三次元情報である。各調査法には、それぞれ長所と短所がある。特に、地中の不連続面分布を推定するような場合には、複数の調査法を適宜組み合わせる必要がある。例えば、物理探査のような間接的な探査では位置情報の精度が劣り、また中規模以下の不連続面の探査は一般に困難である。この場合は、ボアホールカメラなどの直接観察の項目に偏ることになる。決定論的に扱う大規模な不連続面では、ほとんどすべての調査が適用される。

表 2.4.4 各調査法の不連続面調査への適用<sup>1)</sup>

調査	写真		孔 内 検 層								観察		物理探査				
調 査 法	空 中 写 真	斜め写真	ボーリングコア	ボアホールカメラ	速度検層	電気検層	地下水検層	透水試験 単孔式	透水試験 多孔式	流向流速	トレーサー	横坑	露頭	弾性波探査	電気探査	地中レーダー	電磁気探査
大規模不連続面	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	◎	○	○	○	×	○
中小規模不連続面	×	◎	◎	◎	△	△	△	△	○	○	○	◎	◎	×	×	○	×

◎:適している。 ○:適しているが条件による。 △:あまり適さない。 ×:不適のことが多い。

表から明らかなように、◎の印がある「適している」調査法は、共通の特徴がある。斜め写真は、イメージを見ることができる。ボーリングコアは、詳細に観察することができるし、手に触ってみることもできる。ボアホールカメラは、坑壁をビデオで見ることができるし、亀裂の開口状況も手に取るように見える。横坑と露頭の観察は、詳細に亀裂を観察できるし、触ることもできる。このように、不連続面の調査はイメージを評価することが基礎となっている。また、3次元での位置(x,y,z)と方向(走向・傾斜)の分布を決めることが調査の目的の大半を示している。イメージを評価することで、強度や透水性などの物性値を得ることはできないが、岩盤のモデルを作るために不連続面の3次元的な分布を決定することは重要である。

### (1)大規模不連続面の調査

断層に代表される大規模不連続面は、一般に地形図などの基礎資料の他、空中写真判読、露頭、調査坑、ボーリングコア、および施工掘削面での目視観察、さらに物理探査などによって、分布位置や不連続面特性が詳細に調査される。調査結果から地質平面図や断面図が作成され、決定論的なモデルが作成される。図 2.4.13 に示すように、断層でも最も大きいものは地球のテクトニックな運動で形成される地震断層である。このような断層は、地震の際に地表に 10m に及ぶ変位を顕在化させる。ただ、活断層の分布は地震の発生によらなくても、地表に残る断層の痕跡、つまりリニアメントを空中写真から読み取ることによって、比較的容易に知ることができる。

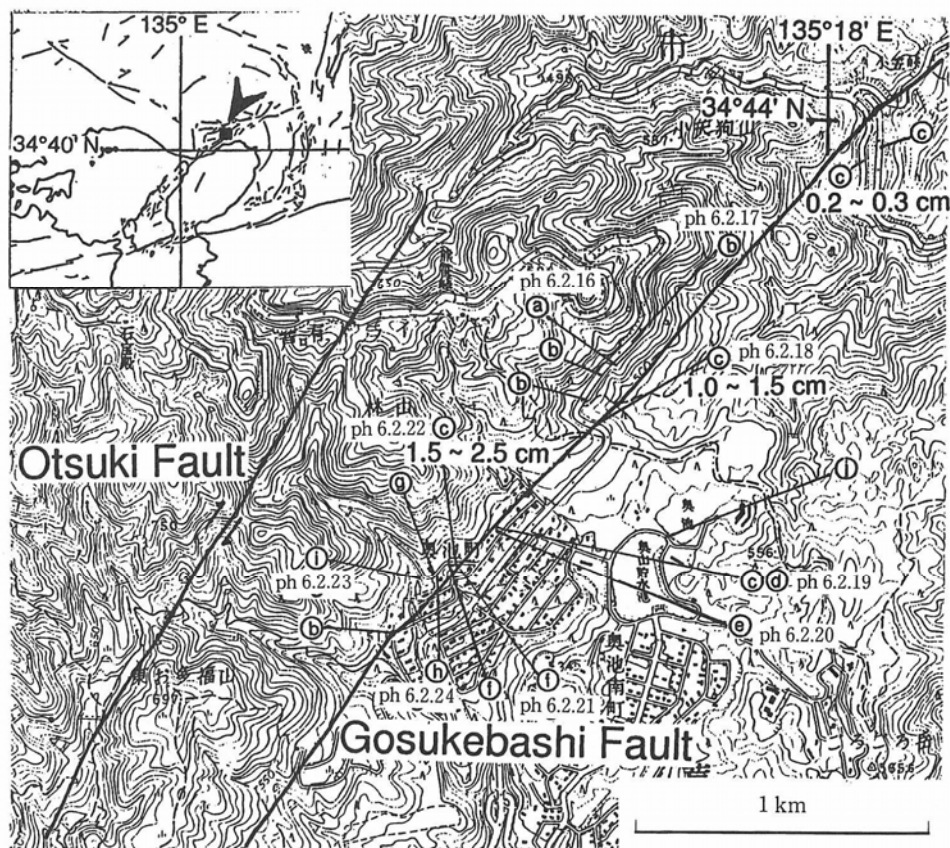


図 2.4.13 阪神・淡路大震災で顕在化した大規模不連続面（地震断層）<sup>22)</sup>

### (2)中小規模不連続面の調査

中小規模不連続面に対する調査の基本は、観察によるスケッチである。スケッチでは、不連続面の連続性や方向の分布や地質との関係を写し取ることが重要である。スケッチが正確であれば、間隔や連続性を読み取ることも可能であるが、不連続面が露出している場合には、後述するサンプリング法のいずれかを選択する方が良い。方向や連続性、間隔などを統計的に処理して、ジョイントセットを抽出するためには、十分な量のデータをサンプリングする必要がある。ISRM指針では、150点ぐらいのデータ数を推奨している。

### 2-4-3-3 中小規模不連続面のサンプリング方法

サンプリング方法には表 2.4.5 および図 2.4.14 示すように、スキャンライン法やグリッド法などのような直接観察法と、スケッチや画像などを通じて観察する間接観察法とがある。スキャンライン法やグリッド法は、従来から良く採用されている方法である。露頭を直接観察してサンプリングするため、間隙幅や充填物の状況の他、不連続面の変位などの、より細かい情報の取得が可能という利点がある。

一方、ボアホールカメラや写真測量などは、画像を用いた間接観察法である。写真測量は、近年急速に普及した方法で、技術者が直接観察できない急崖や、時間的制約を伴うトンネル切羽観察などで利用されている。この方法は、測量精度が写真の撮影条件に依存することや、不連続面の間隙幅や充填物や粗さなどの観察が困難という短所もある。しかし、画像上で方向や連続性、間隔などを、容易に計測できるという長所がある。ボアホールカメラも同様である。また、近年ではデジタル写真の普及により、図 2.4.15 に示すように観測範囲全体を簡易、かつ迅速に把握できるようになっている。ただし、観察によるサンプリング法にはいずれも、計測面(線)に平行な方向の不連続面は、測定が困難という欠点がある。このため、複数の方向に測線を設定などして補うことが重要である。

表2.4.5 中小規模不連続面のサンプリング法<sup>1)</sup>

観察方法	名 称	方法の概要	モデル化のための情報
直接観察法	スキャンライン	対象となる露頭面に 5m～10m の測線(スキャンライン)を設定し、測線と交差する不連続面を調査する。	不連続面の方向と単位測線長当たりの不連続面の密度(間隔)。サンプリング精度が高く、開隙幅や充填物などの情報も入手可能。
	グリッド	対象となる露頭面に 1.0m～1.5m 四方の格子枠を設定し、そのなかに出現する不連続面を調査する。	不連続面の方向と単位面積当たりの不連続面の密度(間隔)。サンプリング精度が高く、開隙幅や充填物などの情報も入手可能。
間接観察法	写真測量	ステレオ写真による方法。切羽やのり面など、容易に近づけない急崖などで用いる。写真の画質が精度を左右。(植生がある場合は適用不可)	3 点の X Y Z 座標から、不連続面の方向を推定する。 サンプリング精度は、写真の撮影条件や画質による。 開隙幅や充填物の計測は困難。
	ボアホールカメラ(BHTV)	ボーリング孔内で使用。 成果は、ボーリングの方向に影響される。 ボーリングコアとは、情報の性質が異なるので注意が必要。	不連続面の方向と単位測線長の不連続面の密度(間隔)。 サンプリング精度は高く、開隙幅も測定可能。ボーリングコアと合わせて考察することが重要。

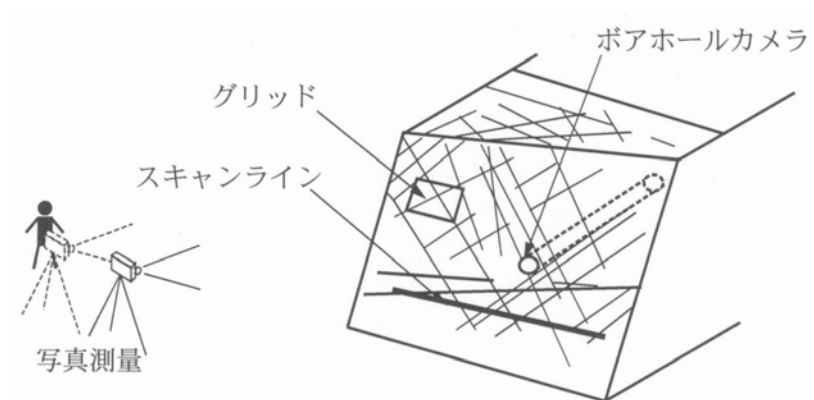
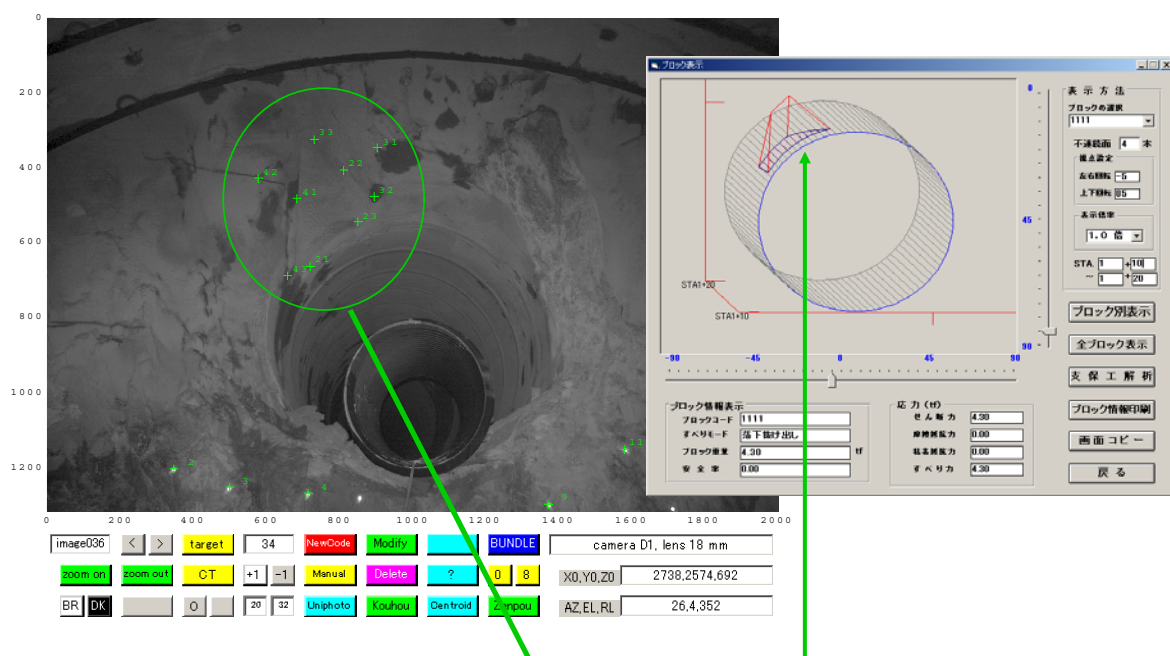


図2. 4. 14 不連続面のサンプリング法<sup>1)</sup>



写真から不連続面を特定

番号	X	Y	Z	$\Delta d$
21	-3828.93	2099.28	-8319.95	11.844
22	-2677.56	3713.91	-8144.54	29.571
23	-2976.50	2770.58	-8882.10	21.501
31	-1641.24	3856.89	-7569.56	4.104
32	-2292.75	3170.91	-8427.01	5.108
33	-2940.64	4229.48	-7728.95	39.982
41	-3718.14	3364.90	-8087.84	35.917
42	-3677.97	3704.78	-7006.72	16.024
43	-3819.17	2023.68	-7593.36	9.684

図2. 4. 15 写真測量による不連続面幾何情報の取得

図2. 4. 15は、トンネル切羽に置いて、複数枚のデジタルイメージから、任意の点の3次元座標を取得し、そのデータから不連続面を構築し、さらには3次元解析にまで連続してデータを利用できることを示している。

#### 2-4-3-4 モデル化の例

図 2.4.16 は, このようにして決定論的手法と統計論的手法を組み合わせで作成したモデルの例である. 統計的な不連続面分布の空間配置には, コンピュータプログラム(DDA<sup>23)</sup>)を用いた. 実際のモデルはこの後, ボアホールカメラのデータや弾性波探査などの結果を用いて, 地表に表れない地中部の不連続面の長さや間隔を調整しなければならない. 図に示すモデルは, 岩盤斜面の崩落問題であり, 崖全体を観察範囲としている. 写真測量により正面図を作成し, 不連続面のサンプリングを行っている. その結果とボアホールの結果を総合してステレオ投影法で処理し, クラスタ解析結果を基に4つのジョイントセットに分けている. その後, 地質調査結果を基に, ジョイントセットの1と2は地表で観察されるシーティングジョイントに相当するものと判断し, 以後のモデルでは決定論的に扱っている. そして, 残ったジョイントセットの3と4について, 不連続面の連続性と間隔を求め, 解析用の不連続面を発生させている. 最後の図は, 統計論的なモデルと決定論的なモデルが組み合わされたモデルの完成を示している.

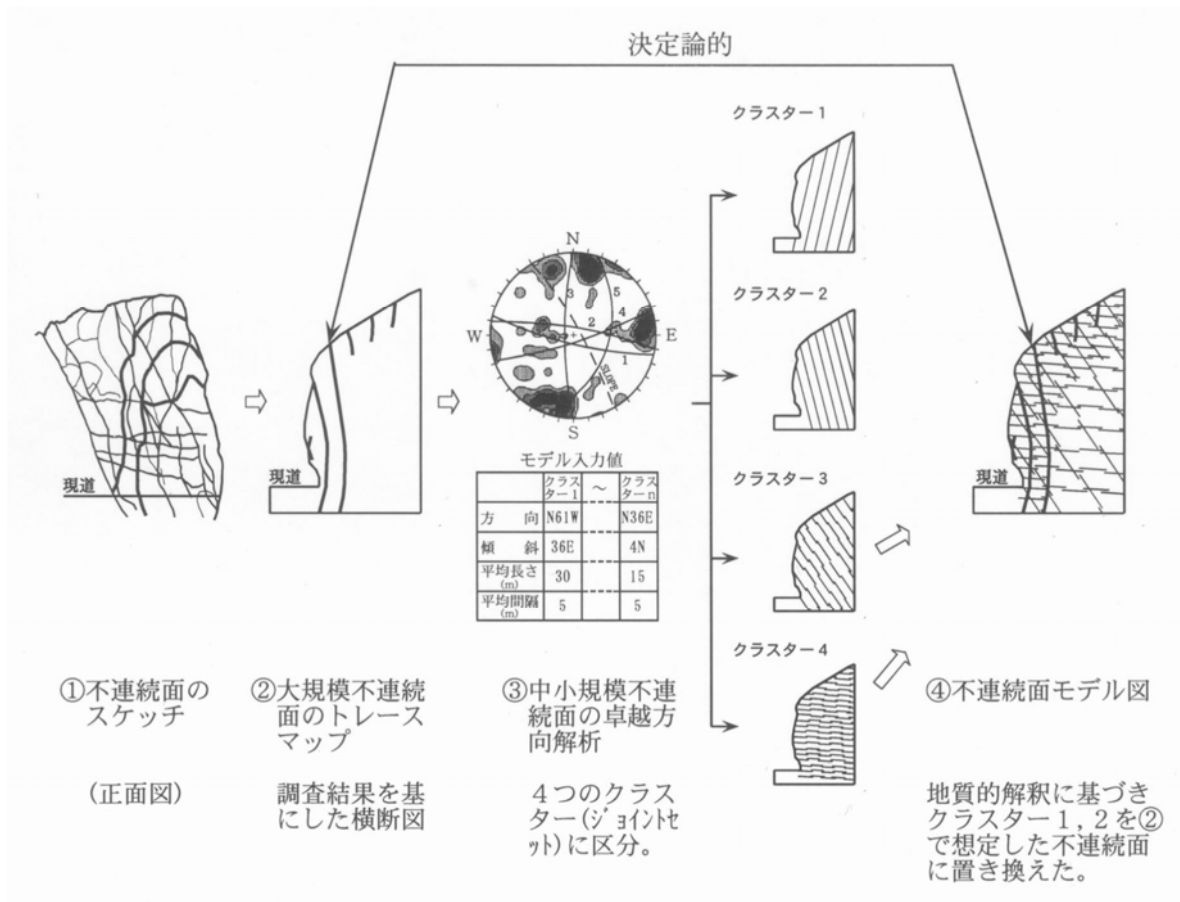


図2.4.16 不連続面のモデル化の流れ<sup>1)</sup>



## 2-4-4 不連続面調査の実際

本章では、岩盤斜面の不連続体モデルを中心に、調査からモデル化までの手順を説明した。しかし、実務で扱う現場には、様々な条件や制約があって、必ずしもこのような手順でモデルが作成されるとは限らない。最後に、斜面やトンネルでの事例を基に、不連続面調査での留意点をまとめる。

### (1) 斜面

斜面の不連続面調査は、図 2.3.17 の様に進める。調査計画時には、航空写真判読を実施して、該当場所の系統的な不連続面をリニアメントとして把握する。また、計画のための地表踏査の概査により、不連続面に起因する岩盤崩壊のモデルを想定することが重要である。図では、急崖を想定して、3次元のモデルを作り、解析などをすべて3次元で実施することが望まれる場合のフローを提示した。



図 2.4.17 斜面の不連続面調査フロー図

## ①地形測量

自然斜面などで、写真測量が困難な岩盤斜面であっても、踏査のために精度の高い地形図(縮尺 1/200 程度)を作ることが多い。このような地形図を利用して、図 2.4.18 のように 5m 間隔の横断測量を作成すれば、決定論的に不連続面を追跡することが可能となる。図 2.4.19 は、岸壁を正面から踏査するために作成する正面図である。図 2.4.20 は、地形図から起こしたCG図を加工し、スライス横断とスライス平面図を表したものであるが、前述のような詳細な横断があれば、同様のスライス上で決定論的に不連続面の位置を確認していく作業は可能である。

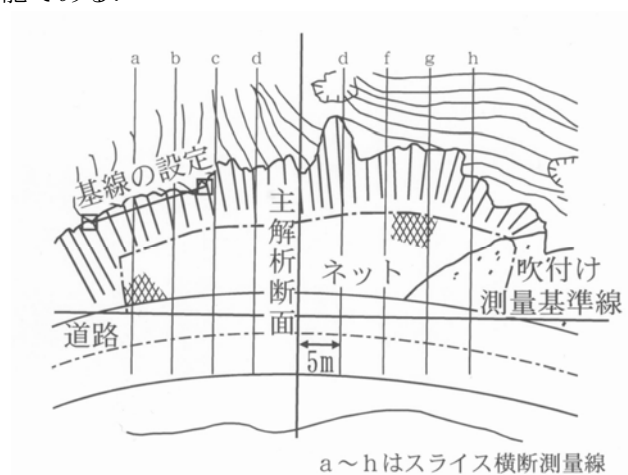


図 2.4.18 岩盤斜面における横断測量の例

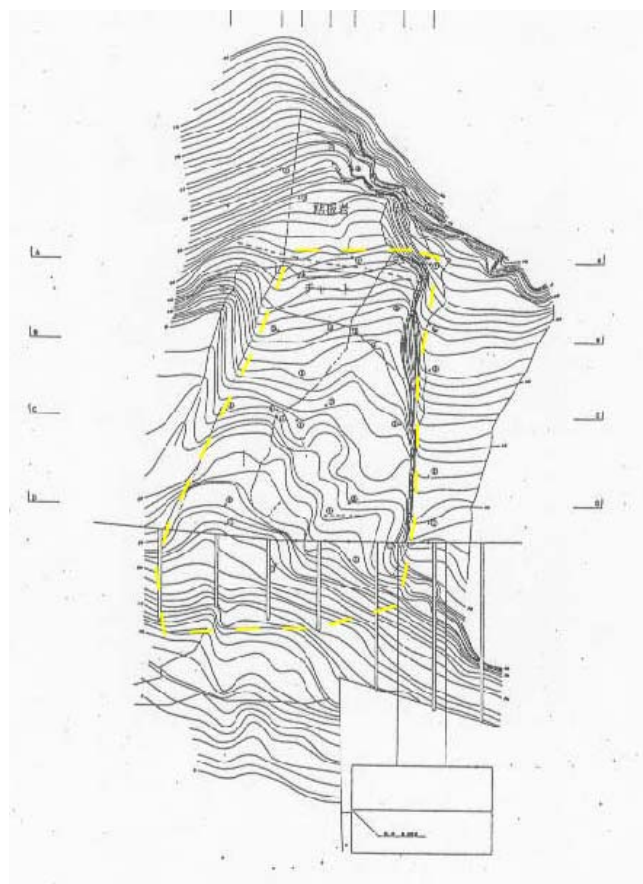


図 2.4.19

岩盤斜面における正面図の例  
崖に向って正視している状態

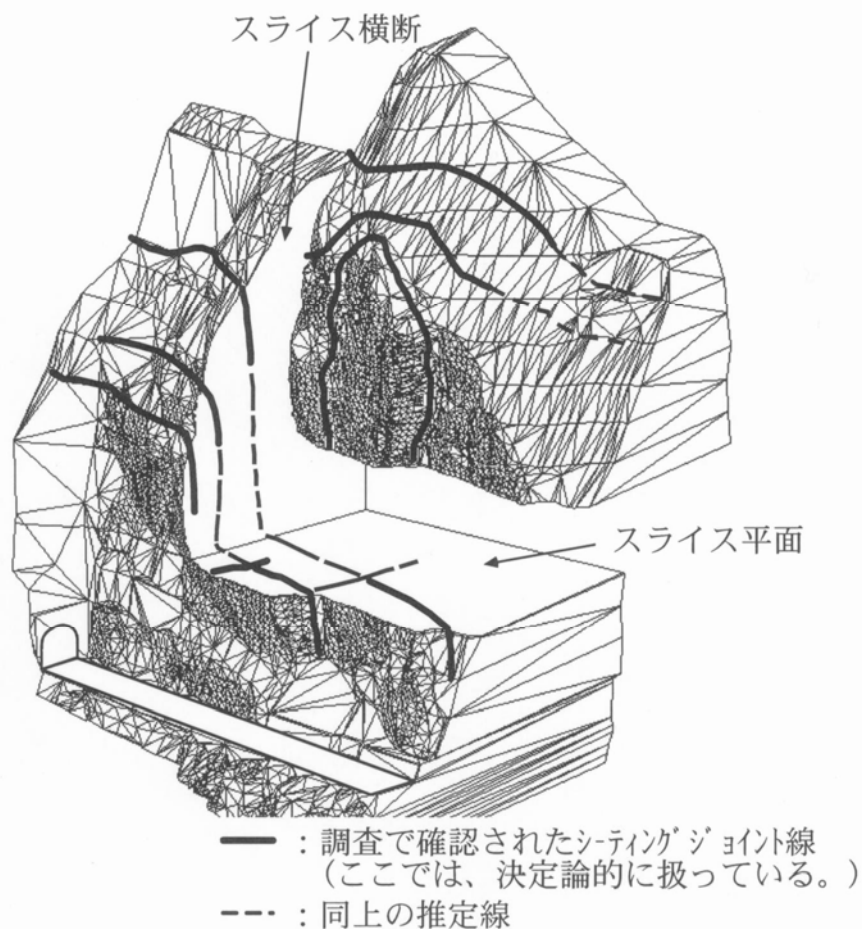
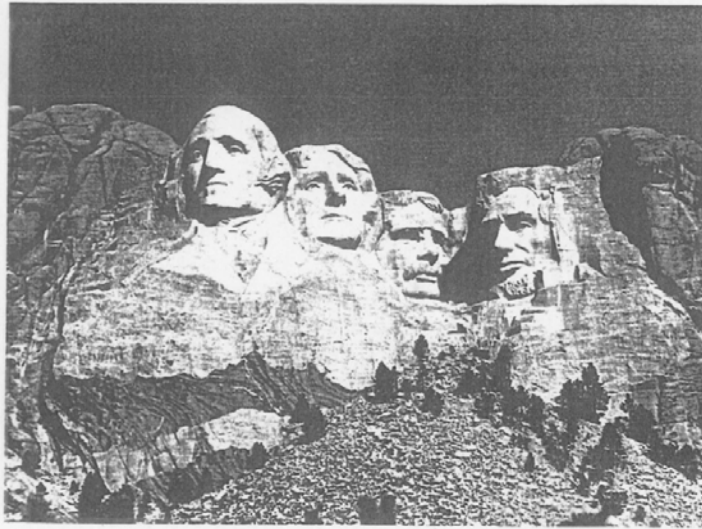


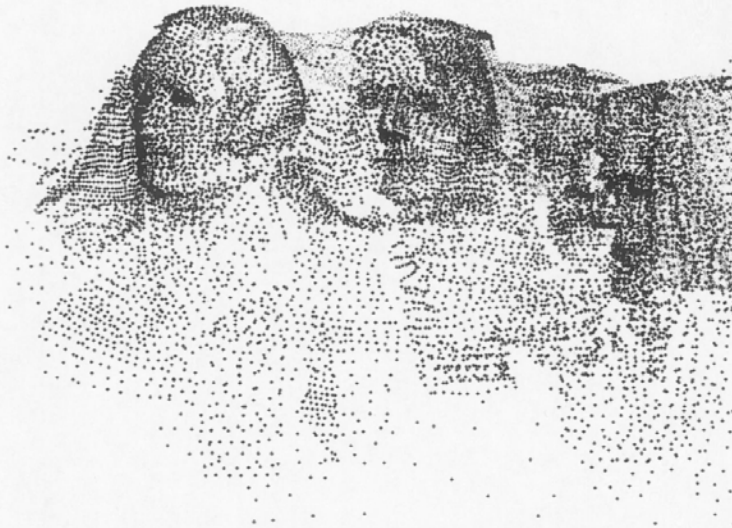
図 2.4.20 スライス平面とスライス横断図による不連続面の 3 次元分布確認<sup>1)</sup>

なお、不連続面は三次元情報であるが、解析は通常二次元で行われる。三次元情報を二次元情報に変換する場合には、基本的に最も危険な断面方向に変換した測線で検討しなければならない。最も危険な方向は、想定される破壊モードによっても異なるが、例えば平面破壊であれば、破壊面となる不連続面に垂直な方向が、くさび破壊であれば破壊面となる不連続面間の交差線方向が主検討断面となる。破壊のモードが確定できない場合は、クラスター解析結果のうち、順位の高い不連続面間の交差線方向を探索する作業が必要となる。いずれの場合も、取得した三次元情報を検討断面上に投影して検討することになる。精度の良い自由面(この場合は崖面)の位置情報がこのような検討に際して重要となることは、これまでの説明から理解できよう。

図 2.4.21<sup>1)</sup>は、不連続面による安定検討の目的に対し、写真測量を用いた例である。きわめて広範囲を一括して扱えるうえ、データ化デジタル化されているため三次元 CAD 上で容易に俯瞰図を作成でき、前述のような検討が容易に行える。近年では、トンネル切羽などでの利用例もあり、不連続面の調査における必須のツールとなりつつある。



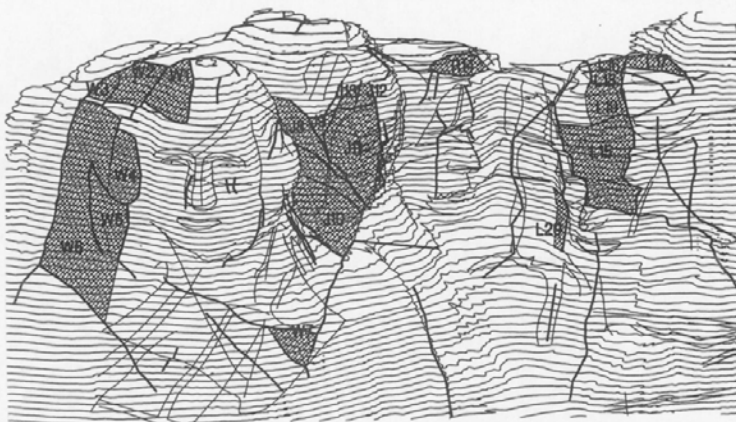
Mount Rushmore National Monument



65,000 点の地表を表すデータ点



データ取得



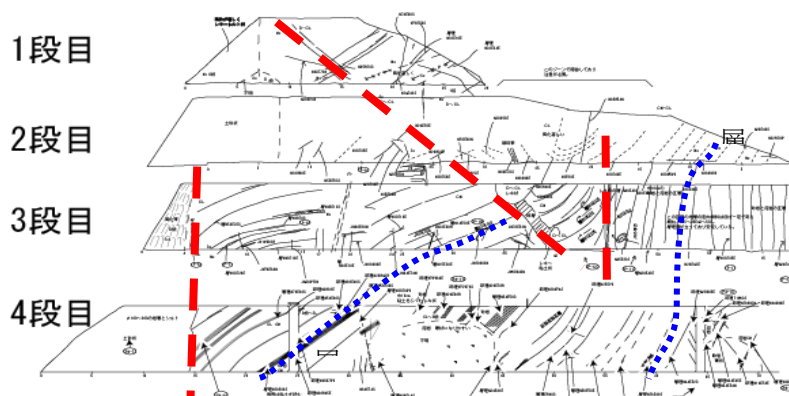
確定されたブロック(太線は不連続面)

図 2.4.21 キーブロック解析に写真測量を用いた事例

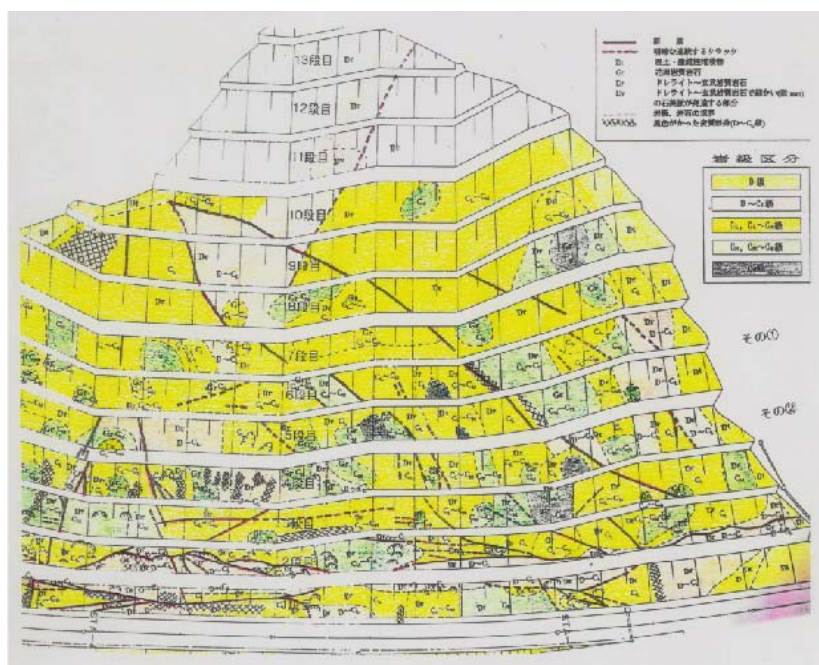
## ②不連続面の観察(施工中の斜面調査)

不連続面は、設計・施工に先立つ事前調査の段階では、様々な制約から十分な情報が収集できないことがある。しかしながら、工事中ののり面や切羽の観察を実施することで、新たな不連続面情報を追加していくことが可能で、工事にフィードバックすることで、設計変更も効率的・合理的になり、より安全な工事とすることができる。以下に、工事中の調査例を述べる。

施工中の斜面は、一般に観察スケッチ<sup>\*)</sup>をすることで、重要な不連続面を発見することが可能である。スケッチは、1小段の掘削完了毎に実施し、整理していくことで、小段を越えて伸びるトレース長の長い不連続面を抽出することができる。



(a) 岬町土取り場長大斜面の切羽観察による不連続面の抽出



(b) 京都縦貫道地頭工区長大斜面の切羽観察による不連続面の抽出

図2.4.22 施工中の切羽観察によるスケッチ<sup>24)</sup>

## ③壁面踏査



壁面踏査は、ロッククライマーと地質技術者がペアを組んで、ザイルで壁面を降下しながら、不連続面の情報を収集する。ザイルによる降下は横断測線に沿って行い、5m から 10m の幅で実施することが多い。これらは正面図や横断図に整理される。図 2.4.23 に正面図の例を、図 2.4.24 に横断面図の例を示した。

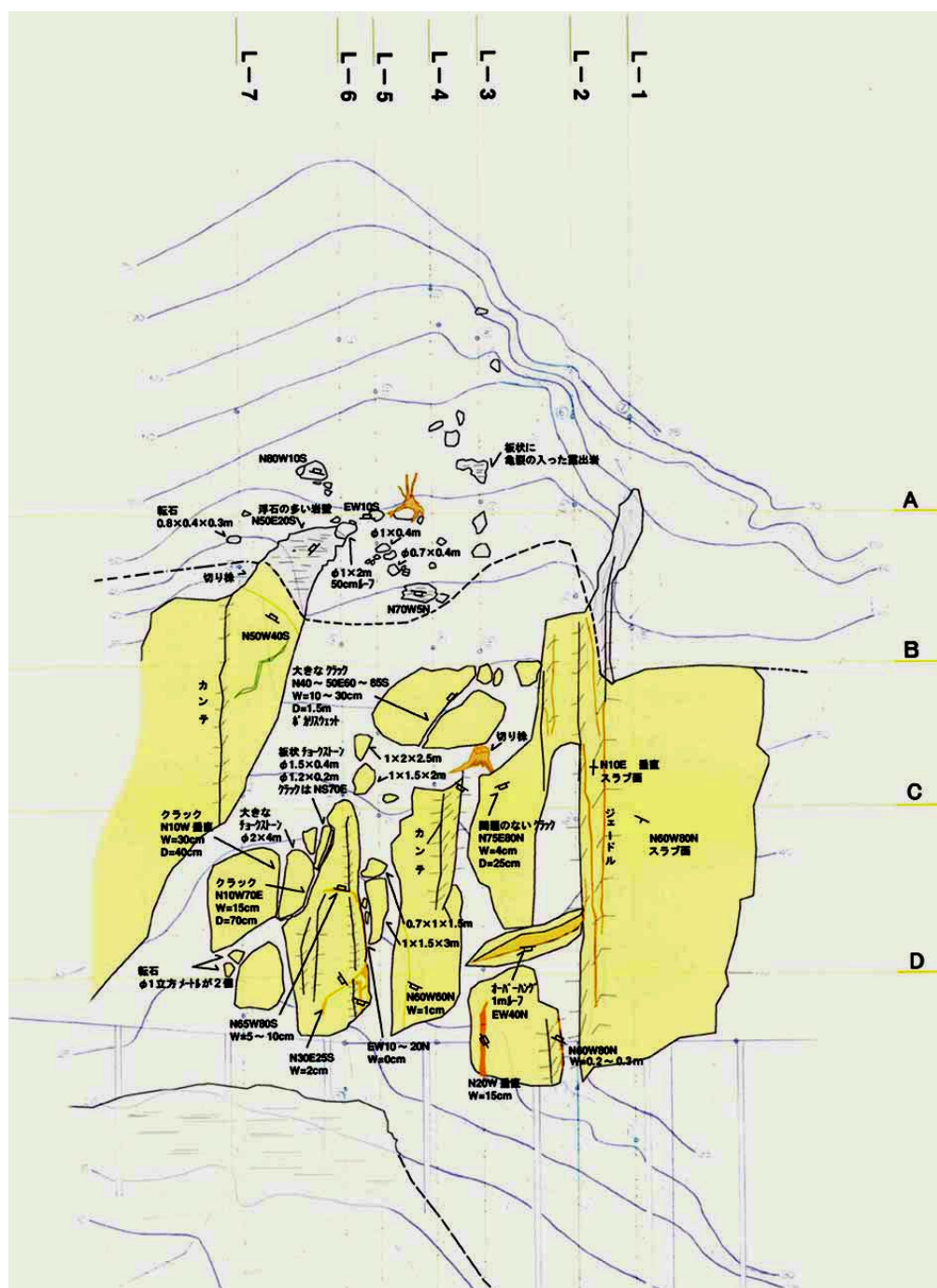


図 2.4.23 壁面踏査結果 (正面図)



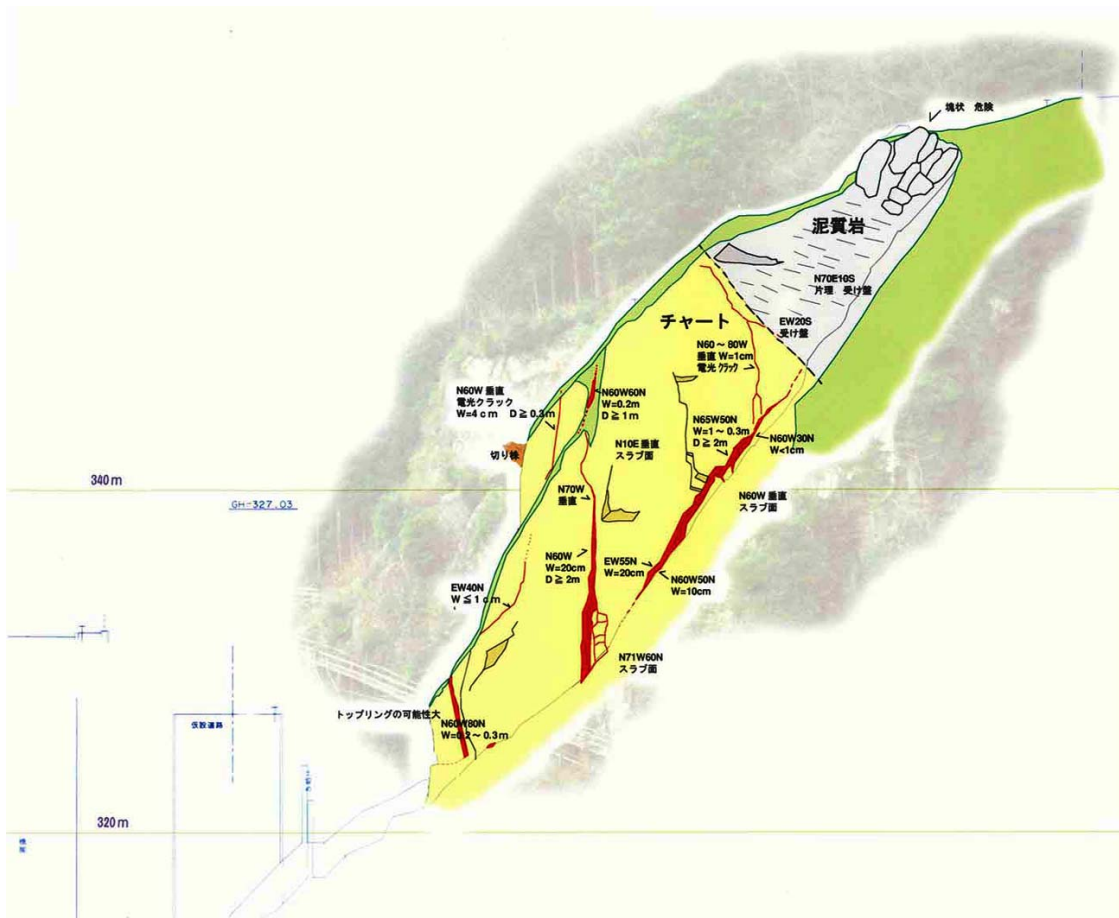


図 2.4.24 壁面踏査結果（横断面）

## (2) トンネル

### ① 切羽観察

トンネルや地下空洞などの切羽では、切羽の位置は常に既知であるため、図 2.4.25 のように切羽観察結果から不連続面の座標と方向を求めることは、比較的容易である。大断面の地下空洞などでは、このような情報を基に、施工管理の一貫としてキープロック解析などが導入されている。

工事中のトンネル切羽を例として、不安定不連続面の判定について紹介する。対象が硬岩の不連続性岩盤であるため、地山分類に準ずる岩盤の種類や硬さなどにとらわれずに、効率よく不連続面を判断することを念頭においている。不連続面以外の領域は従来の地山分類を適用することができるが、不連続性に着目して、図のように岩体は B と D の 2 つだけの分類とした。

D 領域： 硬質な岩体で、崩落するとすれば、不連続面からブロック崩壊する。

B 領域： 破碎帯、圧砕状の部分、節理の密集領域(1～5cm 間隔の節理がゾーンとして存在している)、細かい亀裂が遍在する。土砂として、捉えられる。

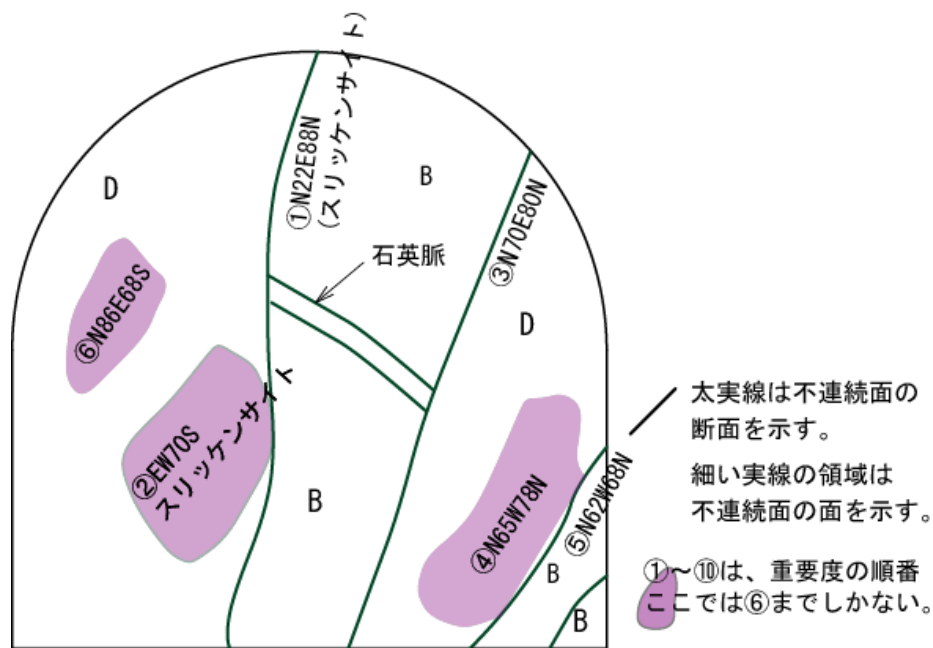


図 2.4.25 トンネル切羽における不連続面を対象にしたスケッチ

図中で不連続面は、番号をつけられる。また、切羽に平行な不連続面は、崩落に対して重要な指標となるために、領域を囲んで、注意を促している。

切羽に見られる中～大規模の不連続面は、断面に線として出現するもの（図中太実線）と、面として（図中で細い実線に囲まれた領域）出現するものがある。

これらの不連続面をとりいそいで現場にて抽出する際には、表 2.4.6 に示す判断基準を参考としている。

表 2.4.6 ブロック崩壊の可能性

判断パラメータ	可能性少ない	可能性あり	可能性大
トレース長	2m 以下	トレースが、ウィンドウに掛かる	観察ウィンドウを全面横切る
充填幅・充填物	認められない	1mm 以上で明らかに挟在する	5mm 以上で粘土
スリッケンサイト	認められない	スリッケンサイトが明瞭に認められる	スリッケンサイトが明瞭に認められる
湧水	認められない	滴下	細流が見られる

また、パラメーター一つでも可能性大として判定するには、表 2.4.7 のような短時間で判定可能な単純な判定基準も必要になることがあり得る。

表 2.4.7

判断パラメータ	パラメーターひとつでも可能性大判定
トレース長	観察ウィンドウを全面横切る
充填幅・充填物	1cm 以上の粘土を挟在
スリッケンサイト	スリッケンサイトが広範囲（全面）に認められる
湧水	細流が見られる

## ②TBM 内での観測

トンネル・地下空間の切羽においては、切羽の位置が管理されて施工されているため、図2.4.26のように、切羽観察から不連続面上の一つの座標と走向・傾斜を求めることは現在実施されている切羽観察に少しの手間を加えることで実施でき、キーブロック解析に利用することができる。TBM掘進中でクリノメータが使用できない場合は、ジャイロなどを使用した電子(自動)クリノメータ<sup>25), 26)</sup>を使用したり、デジタル写真の坑壁展開写真から情報を抽出したりすることができる。結果を図2.4.27に示すようにまとめることで、追加支保等の設計に利用できる。

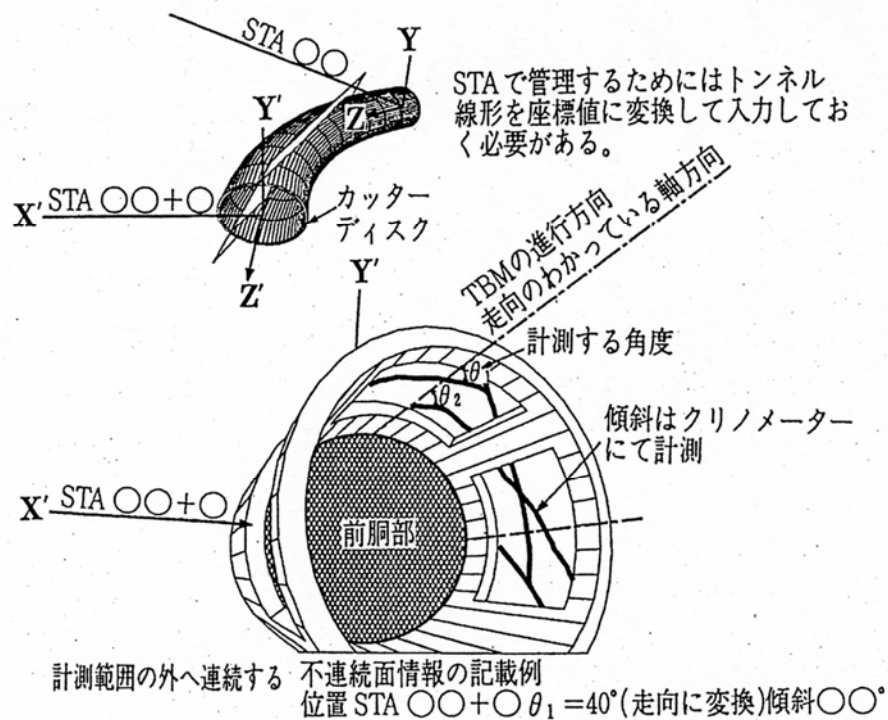


図 2.4.26 TBM トンネルでの情報取得

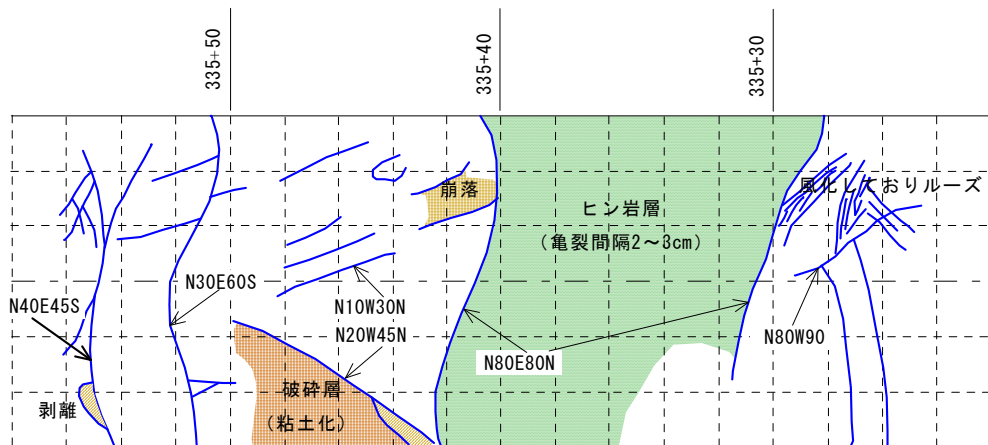


図 2.4.27 TBM トンネルからの取得データの整理 (展開図)

## 2-5 不連続性岩盤の変形特性

不連続性岩盤を取り扱う上で、変形の特性を調べることは、設計・施工上重要である。ここでは、物性値としての変形係数ではなく、不連続面を境界にしてすべりや剥離などが生じる際に、崩壊に至る極限的な変形量をもとに観測可能な建設工事において許容できる不連続面に起因する許容変形量についてまとめた。

### 2-5-1 岩盤の許容変形量について

#### (1) 岩盤斜面などの崩壊予測のための観測・管理基準値

観測機器やシステムが扱うべき、岩盤斜面の管理基準値を決定するためには、岩盤の許容変形量の議論と観測システムのコスト・精度が重要である。

岩盤の崩壊予測のための観測システムには、従来型のものとしては図 2.5.1 に示すものがある。また、最近の先端システムとしては、図 2.5.2 に示すものが上げられる。

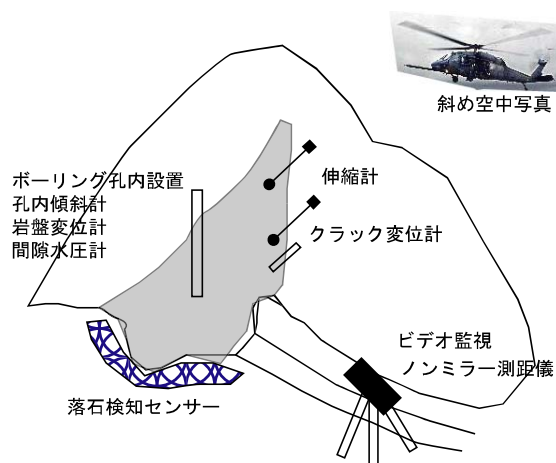


図 2.5.1 従来型の斜面監視技術

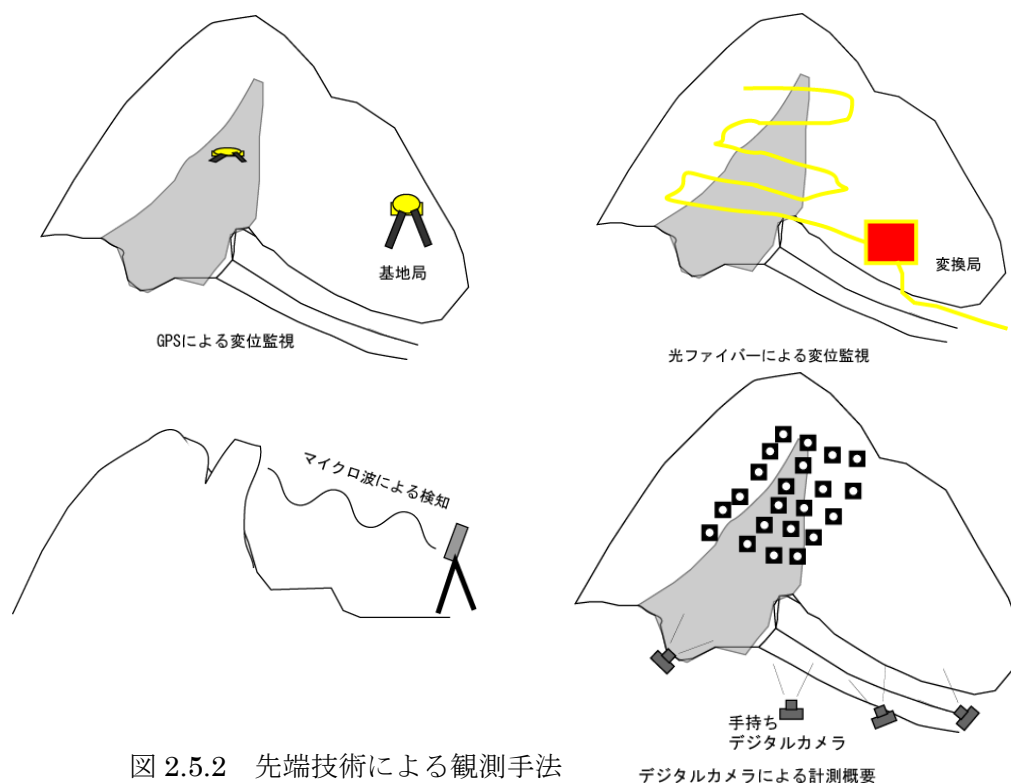


図 2.5.2 先端技術による観測手法

これらのコストと精度を表 2.5.1 にまとめた。

表 2.5.1 観測システムの比較

手法	機器コスト	適用範囲	利便性	精度
伸縮計 傾斜計	¥500,000 計測機器 ¥1,500,000	点	○	1mm
測距儀	¥5,000,000	測定点の集合を 面で表現可能	△	1mm 距離に依存
GPS	¥8,000,000	箇所が限定される	×	1～2cm
マイクロ波	¥4,000,000	面的	○	2～3mm
光ファイバー	検出器 ¥15,000,000	線の集合で面を 表現可能	○ リモート可能	1～2mm
デジタル写真精密 写真測量	¥1,000,000	測定点の集合を 面で表現可能	○	1～5mm 距離に依存

斜面の崩壊は、図 2.5.3 に示すように破壊モードが異なるため、他の条件が同一でも同じ基準値を用いることには不確実性が残る。

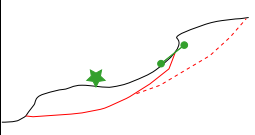
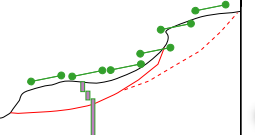
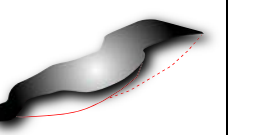
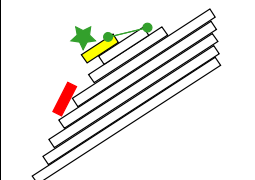
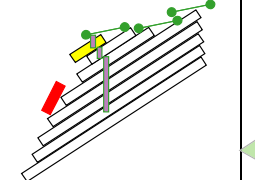
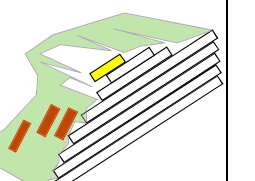
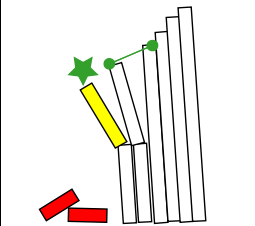
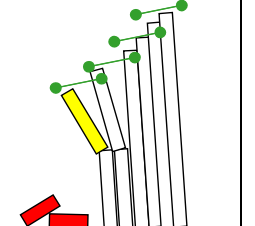
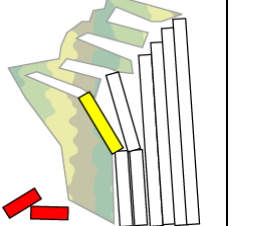
崩壊形態	Pointic	Profile	Realic
地すべり			
岩盤平面すべり			
トップリング			

図 2.5.3 岩盤崩壊モードと観測の範囲

以下にまず一般的な岩盤の崩壊に関する管理基準値の整理・検討をしたが、これまで確認された基準値はないため、ここでも経験などによる参考値をまとめるにとどめる。

岩盤斜面の崩壊形態の中で、比較的緩斜面の地形で発生するすべり崩壊に対しては、崩壊予測を対象にした管理基準値が設定されている事例がある。しかし、平面すべりやトップリングなどの崩壊形態に関しては、計測データの集積の段階にあり、未だ管理基準値が設定された事実はない。

一般に斜面の崩壊過程は、図 2.5.4 に示すように、時間と安全率の変化として捉えた場合には、不連続性岩盤のような岩石崩落などに関するものは、左図のように、瞬間的に崩壊するため、変位を計測しても意味がないといわれる<sup>27)</sup>。理論的には(a)のように説明されるが、実際は、50mm 程度までの変形に至っても、崩落しない例が知られており、(b)のような過程を経て、最終的な崩落に至ると考える。

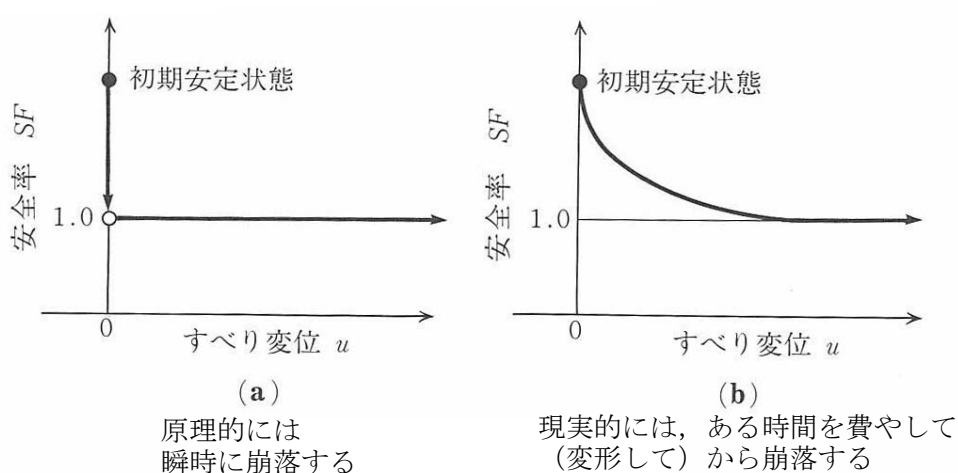


図 2.5.4 岩盤崩壊における変位の時系列変化

変位を認定する場合には、変位量の有意性の確認が必要である。計測器の測定精度以上の値が得られている場合においても、変位の認定は困難が伴う。変位がある傾向を示して継続していることで、変位の確定が容易になるが、図 2.5.4(b)のような挙動を経た場合でも、変位を認めたときには既に崩落の瞬間であることもあり得る。計測機器の精度から考えて、その分解能上計測困難な軽微な変位量であっても、長期間にわたって変位のデータが入手されている場合には、変位等の累積性を検討することが可能となるため、その時系列解析から変位を認定できることがある。いずれにせよ、計測機器の固有の精度と、計測のある 1 回の測定における基準値との比較・検討は避けた方がよい。岩盤の崩壊は、時間軸に沿った自然の営みであるが故に、時間軸に沿った累積傾向の評価に重きを置くべきである。

時間軸と同等の地位を与えられるべきもう一つの軸があり、計測には今後図 2.5.5 に示したように、計測機器の精度向上については 3 次元変位を測定することが可能なジョイン



ト変位計，累積量評価についてはトレンド解析（この部分が時間軸の評価に相当する），多点同時測定ではデジタルカメラによる精密写真測量技術が挙げられる。

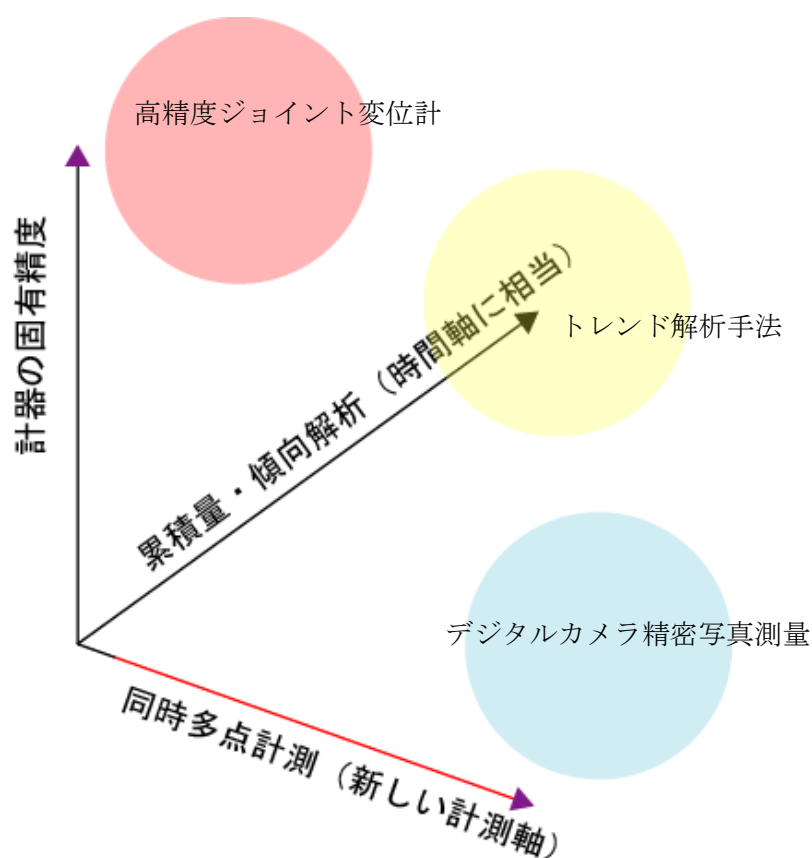


図 2.5.5 岩盤計測の新しい軸

管理基準値が合理的に決定された場合には，管理基準値以上の変位量があった場合には，対策工の実施や速やかな避難等の検討が必要となる。

有意な変位量が得られた場合には，対象とする斜面で変動が生じていることを示していることになるので，次に変動の範囲を確認(位置，規模の予測・推定)する．この場合，変動は破壊モデルを念頭に置いて，局部的か全体的かを判断することになる．いままで使用されてきた機器については，点的な観測機器を配置しての判断になるため，変動を生じているかどうかの判定には，種類の異なる計測機器間についても同様な確認を行うことが必要となり，変動の範囲を決めるためにも，総合的に判定が必要となる。

これまで用いられてきた破壊予測の手法においては，地山内部の破壊の有無（すべりに伴うせん断破壊・単なる剥離などがあり得る）は，計測値の変化の累積傾向とその変曲点を解析・抽出することで，変位速度と加速度に注意を払っている．しかし，本研究の対象としている不連続性岩盤においては，個々の対象岩盤の性状に応じて破壊に至るまでの変位量に相違があるため，十分な検討が必要となる。

このように，不連続性岩盤においては，崩壊に特有の特徴があるため，管理基準値はない

と考えられる。上記の議論から現在の所、基準値そのものが変位速度として規定されているので、ここでは変位速度の基準値を整理し、不連続性岩体の管理基準値の準用できる範囲を考察した。

地表変位速度に関する管理基準の既往例を図 2.5.6 にまとめた。

図 2.5.6 によると、建設中と維持管理の段階に区別されており、維持管理段階では 10mm/日より詳細な規定はされていない。また、どちらの段階でも 10mm～50mm/日の変位速度が認められた場合は、作業中止などの警戒対策がとられる。50mm～500mm/日の範囲では、避難ということになる。変位速度で 1 日あたりの変位が 5～50cm であるので、実際の崩壊の発生は、少なくとも 5～50cm の地表面の変位を生じさせた後に発生していることが実績として残っていることになる。

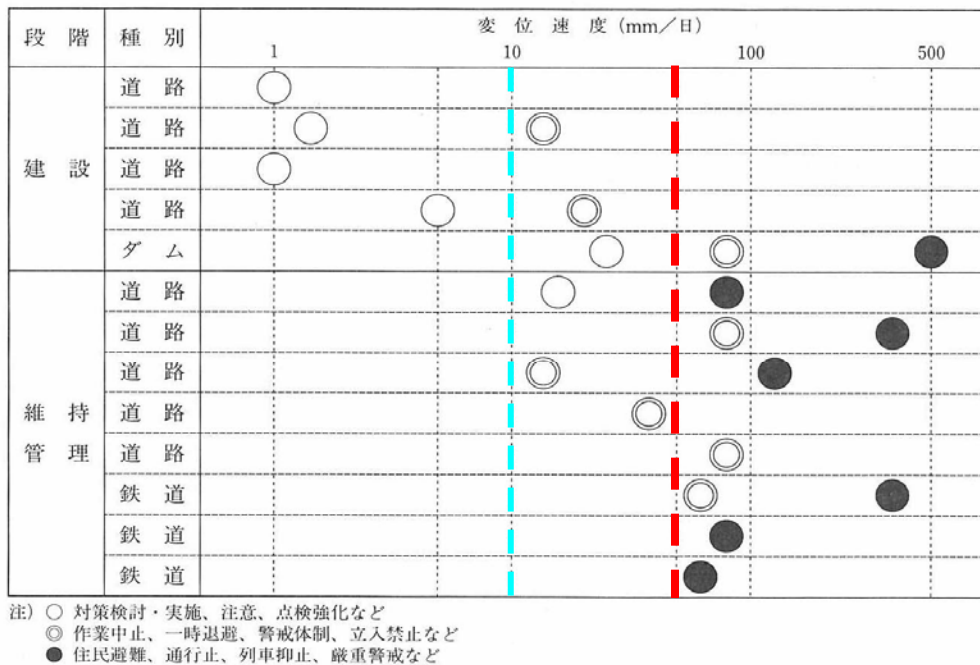


図 2.5.6 地表変位速度に関する管理基準の既往例<sup>27)</sup>

どれほどの変位が蓄積したら、斜面は急激に崩壊するのかを決定的に述べるのは難しいが、すべり崩壊の研究成果として、ひずみ速度と崩壊までの残余時間には、図 2.5.7 に示す関係がまとめられている。いったん危険と目の付けた部分については、連続的な観測が実施され、分単位の管理で崩壊予測を実施することができる。

図 2.5.7 を参照すれば、1 日 10mm 以上の変位が認められた場合は、20 日後に崩壊することが示されている。

不連続性岩盤の管理基準においては、不連続面の種類により強度や性格が異なるため、課題は多いが、このような基準値を元にデータを積み重ねて比較検討していく必要がある。次節では、層理の許容変位の量を、現場での観測記録から論議する。



### (3) 地形・地質の特徴

当該地は、東西に延びる和泉山脈の西端部にあたる。標高 150～200m 程度の山頂が連なり、南北方向の谷地形が卓越した地形が形成されている。周辺の基盤岩は、中央構造線の北側に分布する中生代白亜紀に堆積した砂岩と泥岩の互層で形成される和泉層群で構成されており、図 2.5.9 に示すように小さな褶曲構造を繰り返すものの、大局的には、NE—SW から NW—SE で東落ちの走向・傾斜が見られる。地質は、概ね硬質な砂岩が優勢な砂岩・泥岩の互層で構成されており、仮設切土の対象となる西側山体は概ね流れ盤構造であると想定されていた。

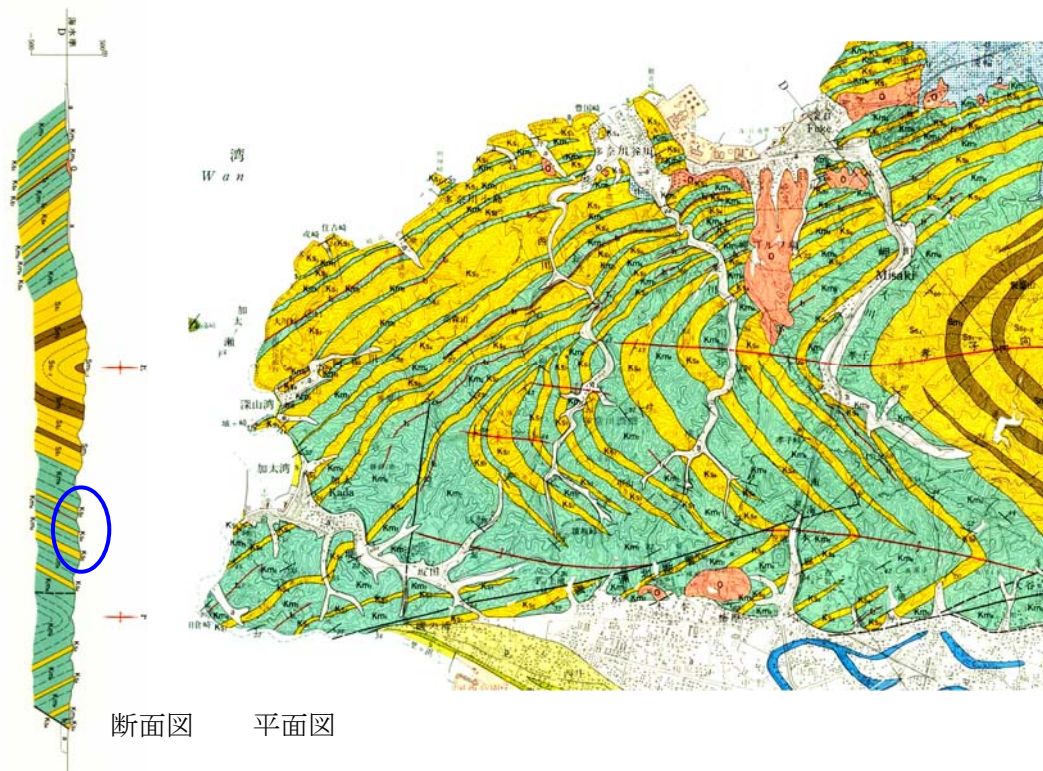


図 2.5.9 加太の地質<sup>28)</sup>

### (3) 孔内傾斜計による変位観測

岬町土取り場では、毎日 80,000m<sup>3</sup> の土砂を出荷するため、敷地の中央部にトンネルに直結する投入口が計画された。投入口の建設工事の際に、南側の斜面が砂岩・泥岩の互層流れ盤斜面となったため、平面すべりが発生した。将来、この部分は土砂として出荷される部分であり、必要最小限の対策によるすべり対策がとられた。このような設計のためには、詳細な調査が必要である。すべり土塊の重量、すべり面の強度を知るために調査が実施されたが、このときに設置された孔内傾斜計のデータから、平面すべり、つまり不連続面に起因する岩盤崩壊における、崩壊に達する前の許容変形量を知ることができた。図 2.5.10 に、孔内傾斜計による互層地質の変位計測地点を示す<sup>29)</sup>。また、土取り場境界には、高さ 200m に及ぶ長大斜面が形成されることになり、流れ盤となる長大斜面は十分な監視が必要とされた。このため、図 2.5.11 に示す位置に、工事の進捗に合わせて孔内傾斜計が設置さ



れているため、流れ盤に起因する変形量の観測データも増えつつある。

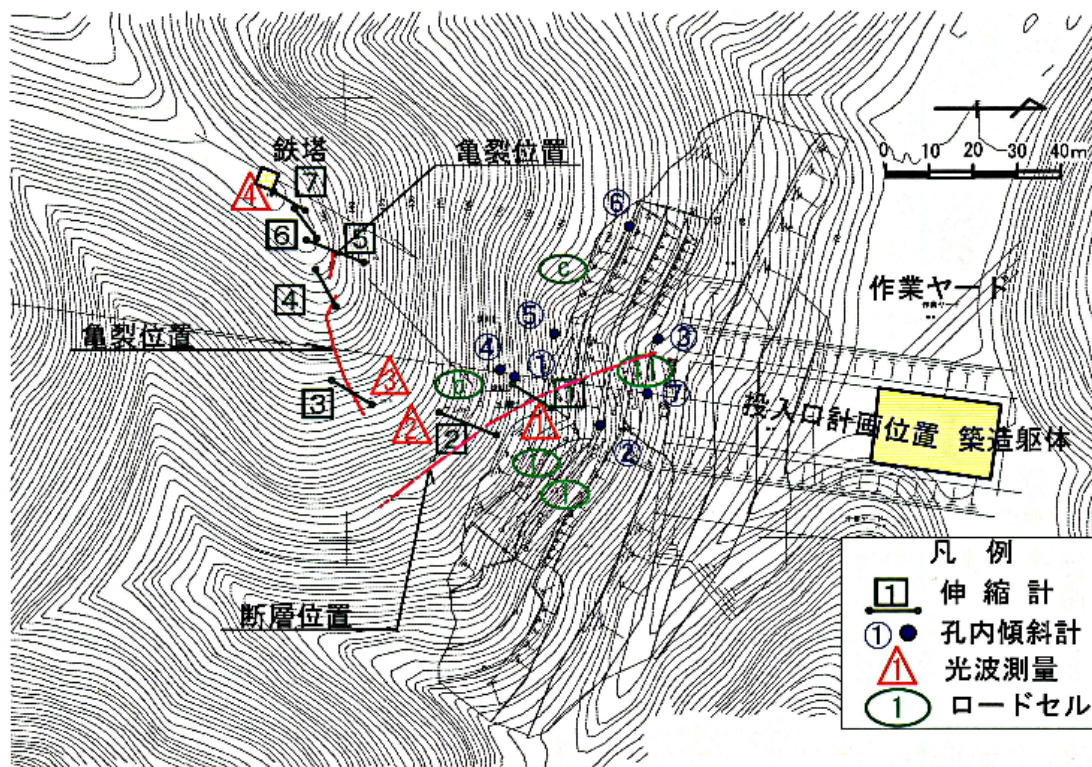


図 2.5.10 投入口に面した流れ盤斜面における孔内傾斜計観測位置



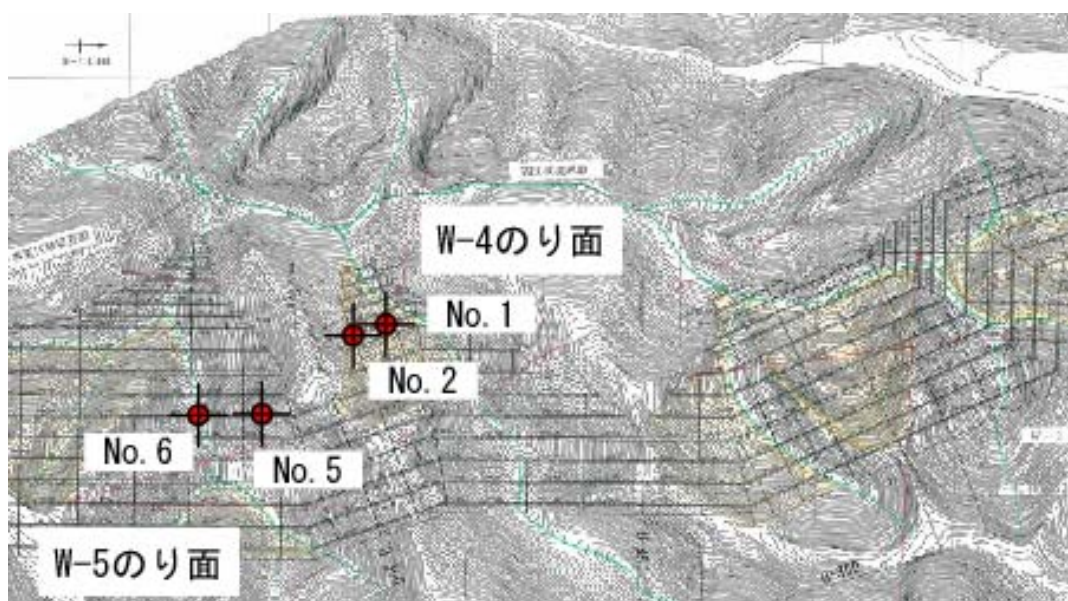


図 2.5.11 孔内傾斜計観測位置図

#### (4) 不連続面のモデル

監視の対象となっている斜面の想定される不連続面は図 2.5.12 に示すように、砂岩・泥岩互層の層理面である。掘削により、緩みが生じ層理間にずれが生じている。

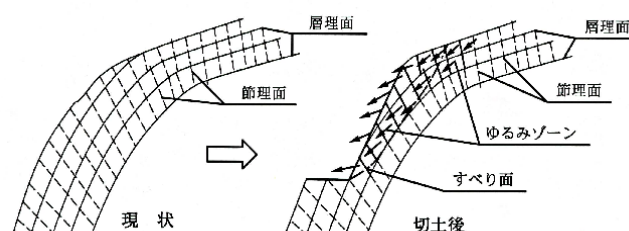


図 2.5.12 層理が形成する不連続面

#### (5) 観測結果

不連続面の変位を記録し、図 2.5.13、図 2.5.14（投入口部）及び図 2.5.15（W-4、W-5 部）にまとめた。

孔内傾斜計は、ボーリング孔を利用して、孔内に十字に溝（レール）を形成したアルミケーシングパイプを設置して、地盤の変形とともにアルミパイプが変形した場合の、水平方向の変位量を、計測の度に孔内に降ろす探査体に設置された高精度の傾斜計を使って読み取るものである。探査体は 50cm ピッチで、角度を測定し、孔底から変位方向と量を累積して表示する。したがって、図に示されるグラフは、孔底を不動点と仮定した場合のアルミパイプの変形をそのまま表している。極端に折れ曲がった地点がすべり面と判定される。測定毎にひとつのグラフが描かれるので、結果を併記すれば、変位量の増大などのトレンドについても評価が可能である。



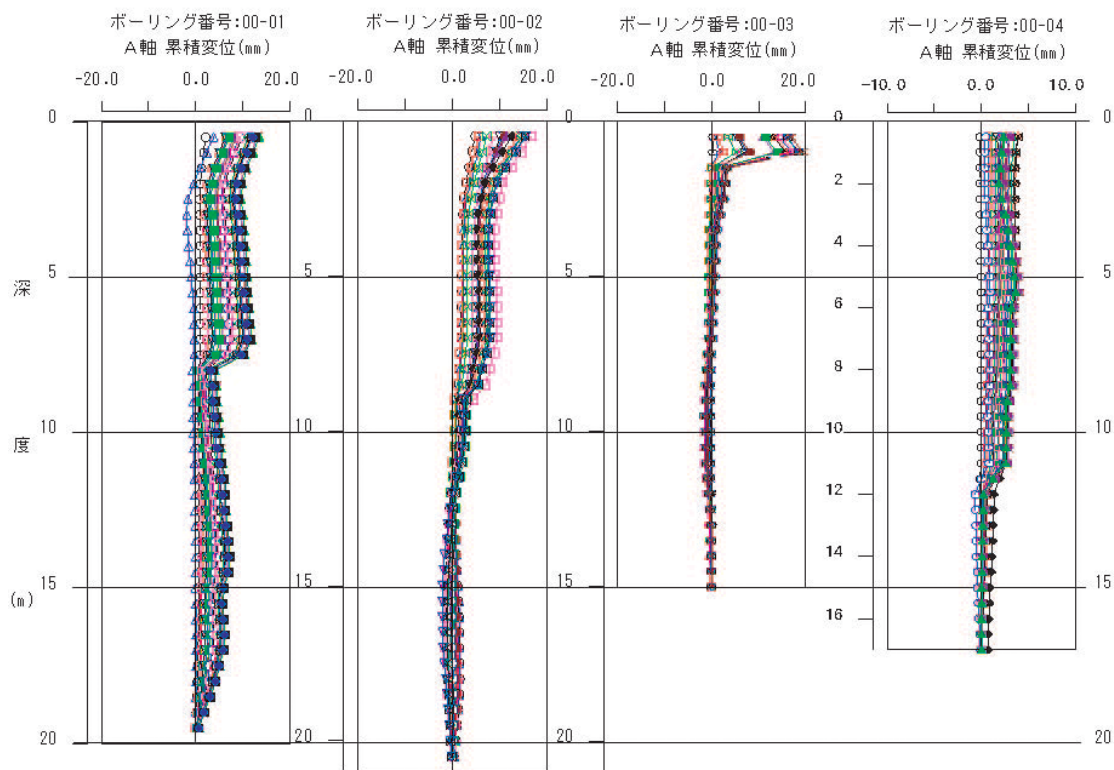


図 2.5.13 孔内傾斜計測定結果

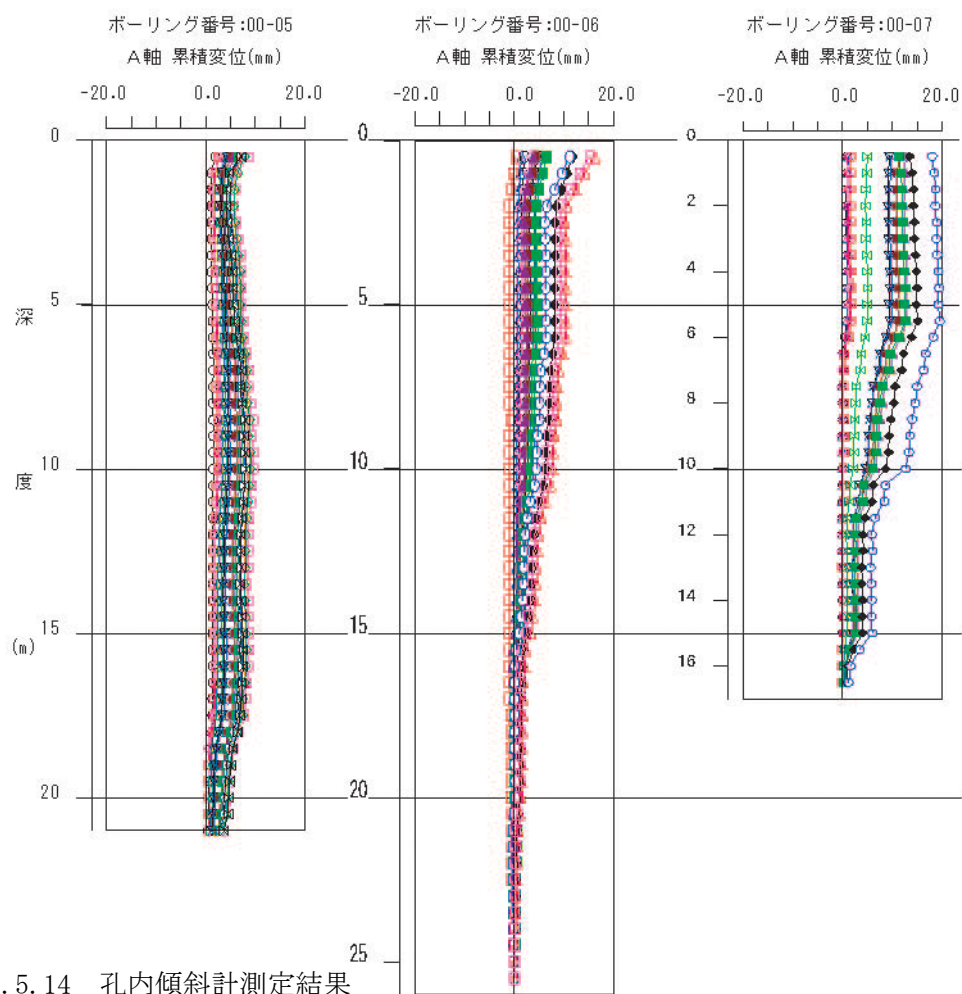


図 2.5.14 孔内傾斜計測定結果

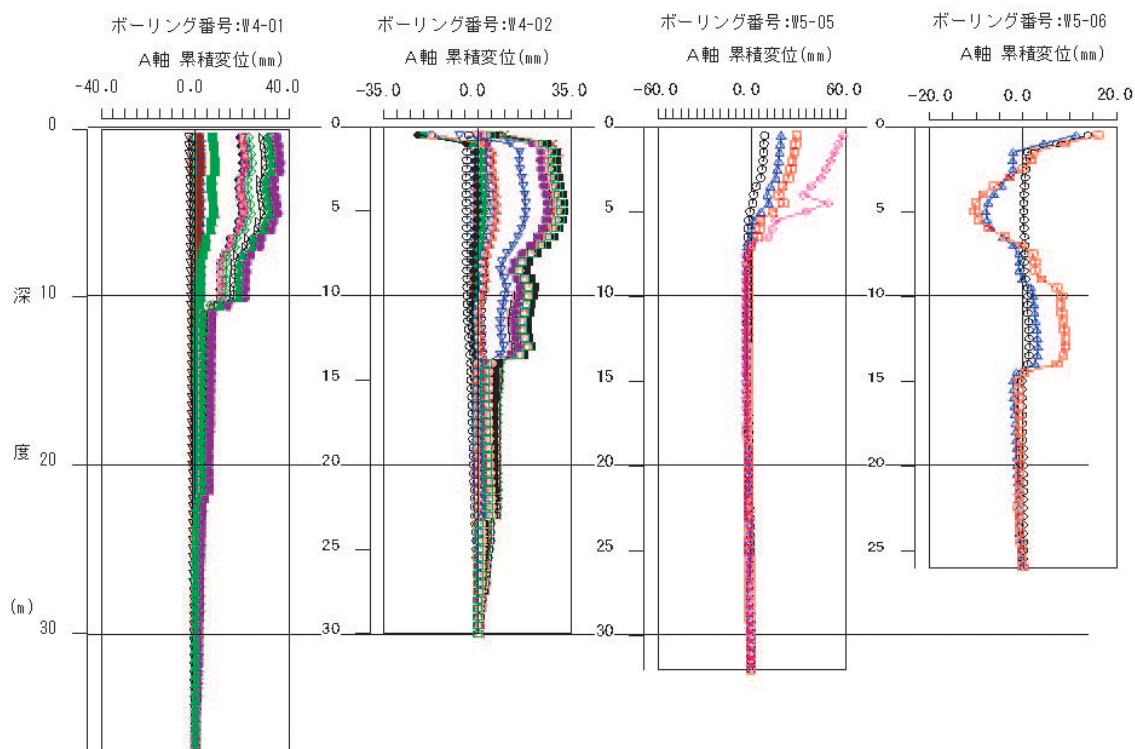


図 2.5.15 孔内傾斜計測定結果

(6) 不連続面の変位許容量

図 2.5.16 に、砂岩・泥岩互層の層理間の水平変位量をまとめた。孔内傾斜計結果で、屈曲点がある部分を層理間のすべりと判定し、その部分の深度と水平変位量をまとめた。これによると、地表での変位は 20mm 程度までは突然の崩壊に繋がることはなく、40mm までの計測を継続することで、観測施工として不連続面に起因する崩壊を管理することができるとあることがわかった。ただし、層理の不連続面ですべりモードに限定されることに留意すべきで、その他の岩盤破壊モードについては、更に研究の必要がある。

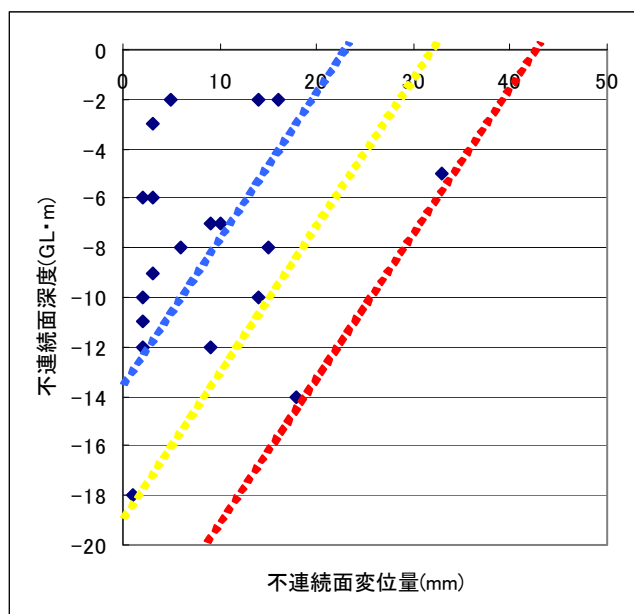


図 2.5.16  
層理間の変位量

## 2-6 不連続面（断層破碎帯）の透水性

### 2-6-1 不連続面（断層破碎帯）の揚水試験

不連続面は、開口している部分で地下水を通すため、不連続性岩盤は地下水の影響を受ける。断層における断層破碎帯の透水性を調べるために、岩盤に観測孔を設けて、揚水試験を実施し、透水係数を算出した<sup>\*\*</sup>。岩盤中の断層破碎帯に揚水井を設ける概念図を図2.6.1に示す。

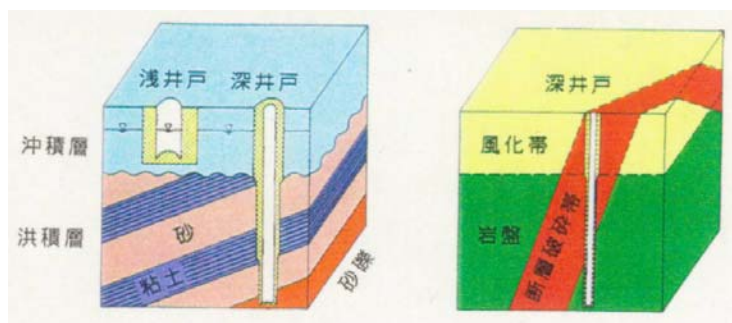


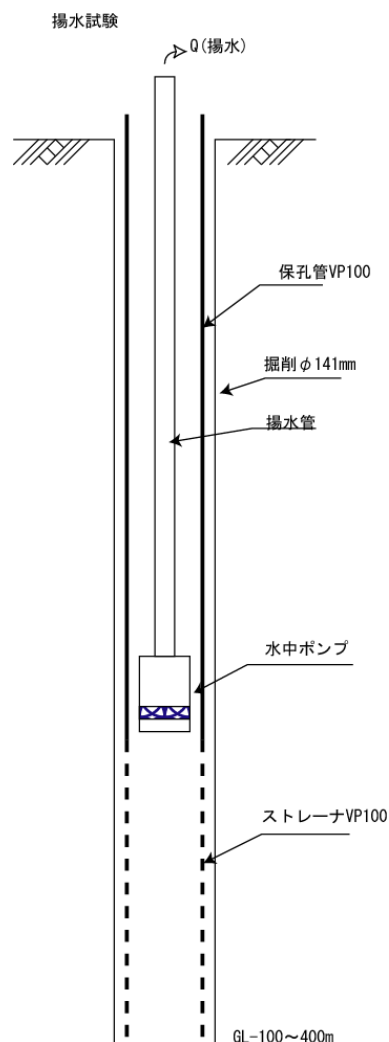
図2.6.1 断層破碎帯の揚水試験

揚水井の仕様は、図2.6.2に示すとおりである。エアパーカッションによるダウンザホール方式もしくはトリコンビットによる掘削を行う。口径はφ141mmを標準として、断層破碎帯に遭遇させ、断層の下盤まで掘進する。トリコンビット方式の場合は、掘削泥水を使用するので、VP100の保孔管を設置後、井戸洗浄を実施する。断層部分に相当する深度には、幅3mm×長さ200mmの縦型ストレーナ一部を4～6条開口させる。

揚水試験は、2.4～3.7kWの水中モーターポンプを設置して、一般的には100ℓ/min程度、最大400ℓ/minの連続揚水を3～7日実施して、水位の降下状況とポンプ停止後の回復状況を観測した。データに対して、水理公式のTheis式、Jacob式を適用して、断層破碎帯としての透水係数を求めた。この場合、帯水層の厚さは、断層破碎帯幅とした。

揚水井の設置箇所を図2.6.3に示した。揚水試験結果として求めた断層破碎帯の透水係数を表2.6.1にまとめた。

図2.6.2 断層破碎帯の揚水井仕様





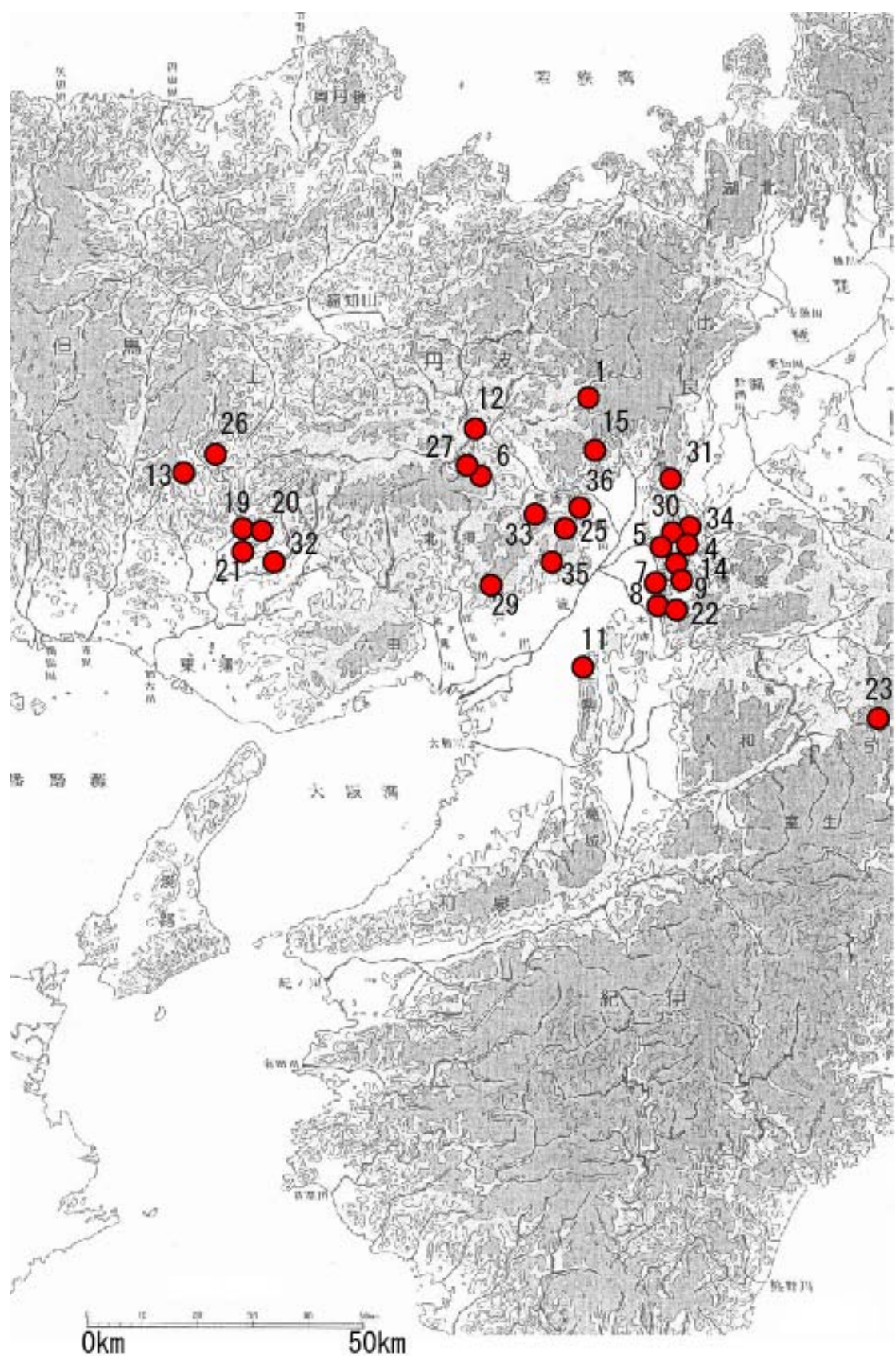


図2.6.3 不連続面（断層破碎帯の揚水試験位置図）<sup>30)</sup>

表2.6.1 不連続面の揚水試験一覧表

	場所	井戸深さ (m)	井戸径 (mm)	ストレーナ長 (m)	限界揚水量 (l/min)	自然水位 (GL-)	Theis (cm/sec)	Jacob (cm/sec)	回復 (cm/sec)	地質1	地質2	断層幅 (m)	完成日	孔口標高 (m)
1	京都府	202	100	79.0	93		1.44E-03	1.33E-03	1.62E-03	チャート	粘板岩	29	92/6/11	310
2	岡山県	192	75~100	44.0	110		2.00E-05	6.02E-05	8.23E-05	花崗岩		31	91/3/15	200
3	岡山県	200	100~150	63.0	80	18	4.81E-05	7.17E-05	9.33E-05	花崗岩	輝緑岩	16	91/11/19	200
4	滋賀県	86	100	31.0	30	14	6.92E-04	1.59E-03	2.33E-03	砂岩	頁岩	10	87/12/25	150
5	京都府	104	75~100	46.0	25	0	7.72E-04	1.04E-03	-	頁岩	砂岩	12.5	86/5/22	
6	京都府	100	100	39.0	110	9	2.80E-03	2.48E-03	7.94E-03	頁岩		10.7	84/10/12	190
7	京都府	302	100		70	28	3.52E-05	5.45E-05	-	粘板岩		28.3	91/4/27	75
8	京都府				45	18				粘板岩			90/8/6	40
9	滋賀県	81	75~100	23.5	40	4	8.38E-05	1.01E-04	1.82E-04	頁岩	砂岩	8	84/3/30	100
10	岡山県	105	100	47.0	25	9	-	-	2.27E-04	輝緑凝灰岩	頁岩	10.5	89/1/27	400
11	大阪府/奈良県	152	100	48.0	110		1.16E-04	5.91E-04	3.62E-04	花崗岩		19	86/3/22	250
12	京都府	142	100	71.0	120		3.88E-04	5.22E-04	-	砂岩		25.5	91/1/18	128
13	兵庫県	100	100	31.0	115	16	2.56E-04	3.30E-04	2.97E-04	粘板岩		15	90/8/11	300
14	滋賀県	100	100	39.0	50	11	2.75E-04	1.07E-04	2.05E-04	粘板岩	砂岩	40	91/2/22	100
15	京都府	118	100	39.0	10	22	6.39E-05	6.03E-05	7.02E-05	粘板岩		5	88/9/12	240
16	岡山県	121	100	38.0	15	56.3	7.93E-06	8.86E-05	7.66E-05	変輝緑岩			92/12/18	
17	岡山県	120	100	112.0	4	2	3.57E-05	7.29E-05	2.24E-05	花崗岩		7	91/9/19	150
18	岡山県	220	100	12.0	20	95	9.38E-04	4.05E-05	3.76E-04	花崗岩		7.5	91/7/31	300
19	兵庫県	141	100	52.0	150	9	2.96E-03	2.47E-03	1.26E-03	流紋岩		14	90/9/20	90
20	兵庫県	95	100		330	1	7.32E-03			流紋岩		22	90/10/2	80
21	兵庫県	203	100		135	8	5.52E-03	4.62E-03		流紋岩		3.2	90/11/17	85
22	京都府	353	100~150	130.0	40	20	4.95E-06	1.24E-05	1.44E-05	粘板岩		72.7	91/3/15	120
23	三重県	150	100	55.0	80	19	1.39E-04	1.38E-04	1.31E-04	花崗岩	片麻岩	30	89/3/31	690
24	香川県	167	100	79.0	90	80	2.71E-04			花崗岩		27	91/8/5	120
25	京都府	165	100	39.0	110	56	2.58E-03	2.88E-03	1.59E-02	粘板岩	砂岩	20	90/7/14	430
26	兵庫県	310	100~150		60	13	3.55E-05	5.49E-05	1.81E-05	流紋岩		59.2	89/6/1	160
27	京都府	400	100	94.0	50	0	1.85E-06	2.02E-06	2.93E-06	頁岩	輝緑凝灰岩	94.8	89/7/10	
28	京都府	400	100~150	110.0	80	35/46	4.07E-04	4.46E-04	3.16E-04	頁岩	砂岩	75	92/2/19	140
29	大阪府	355	75~100		120					砂岩			87/3/4	370
30	京都府	201	150	68.0	74	49	6.50E-05	5.41E-05	8.12E-05	砂岩	粘板岩	48	87/11/27	120
31	滋賀県	150	100		90	38				花崗岩	花崗斑岩			
32	兵庫県	192	100	79.0	135	41	4.36E-03	5.91E-03	7.65E-03	流紋岩	(神戸層群)	27	93/1/31	150
33	京都府	211	150~100	79.0	120	14/22	2.66E-03	2.59E-03	2.85E-03	砂岩	頁岩	5	93/3/30	
34	京都府	184	150	99.0	130	4	2.20E-03			粘板岩		60	94/7/1	
35	大阪府	104	100	51.0	50	0/4	5.78E-03	6.00E-03	4.61E-03	砂岩		3	85/3/15	170
36	京都府	80	100	10.0	140	2	3.20E-03	3.00E-02	2.81E-03	頁岩		10	94/3/31	

## 2-6-2 不連続性岩盤の透水性

揚水試験の段階揚水試験の水位変化を観測結果を図2.6.4に、継続揚水試験の水位変化を図2.6.5に示す。継続揚水試験結果から得た透水係数は表2.6.1に示したが、断層破碎帯の幅と揚水可能量の関係を図2.6.6に、地質別の断層破碎帯の透水係数を図2.6.7にまとめた。

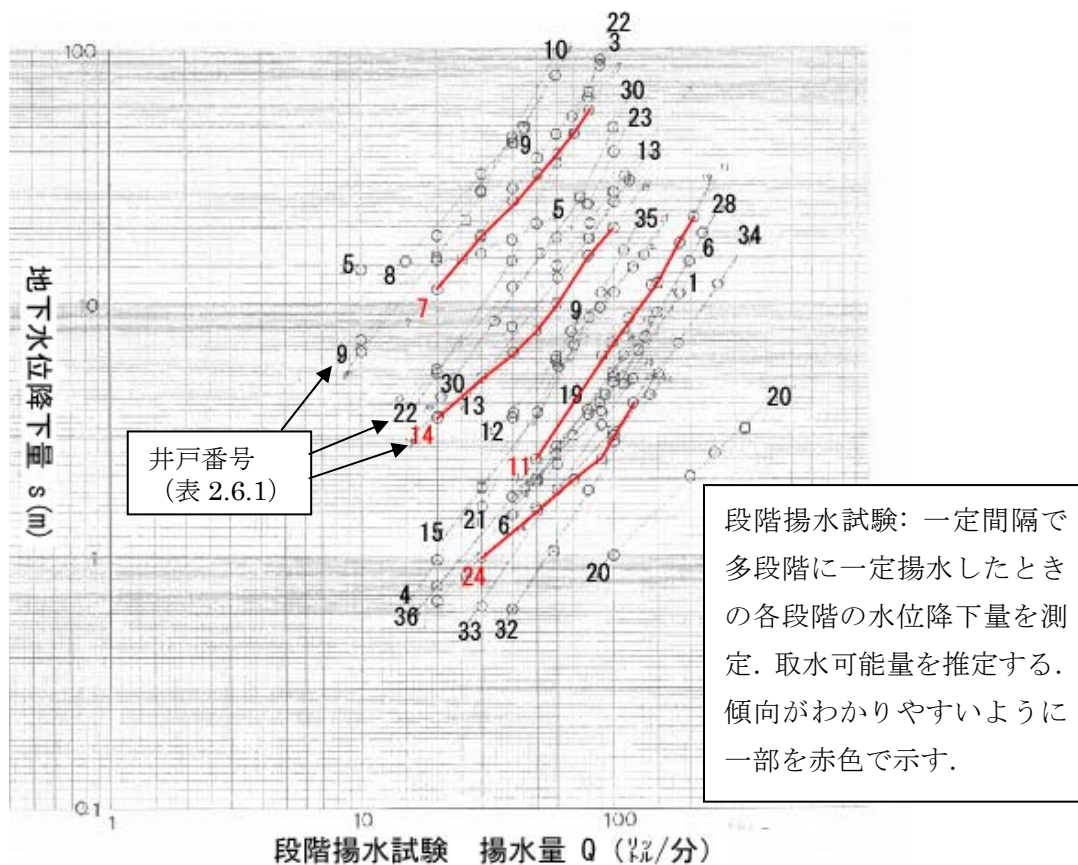


図2.6.4 岩盤揚水試験の段階揚水試験結果<sup>30)</sup>

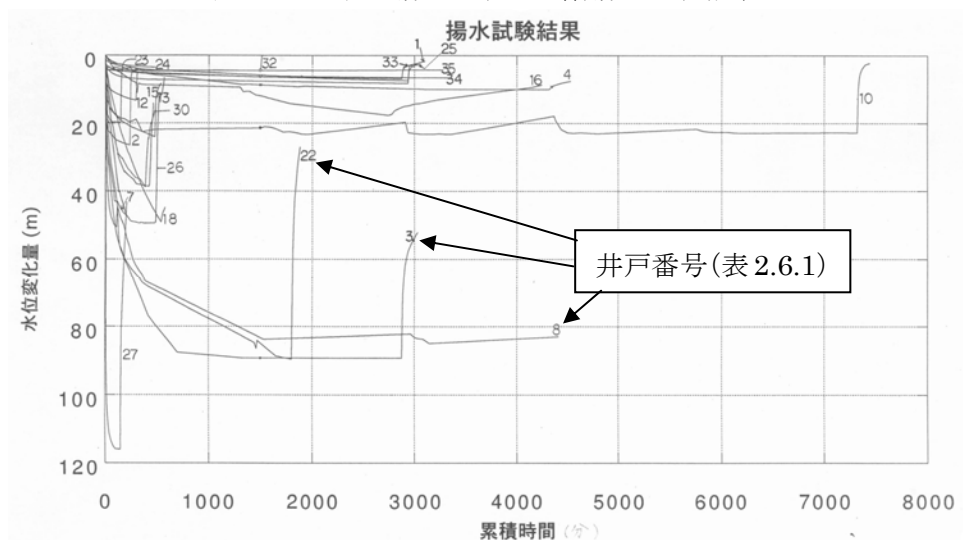


図2.6.5 揚水試験時の水位変化



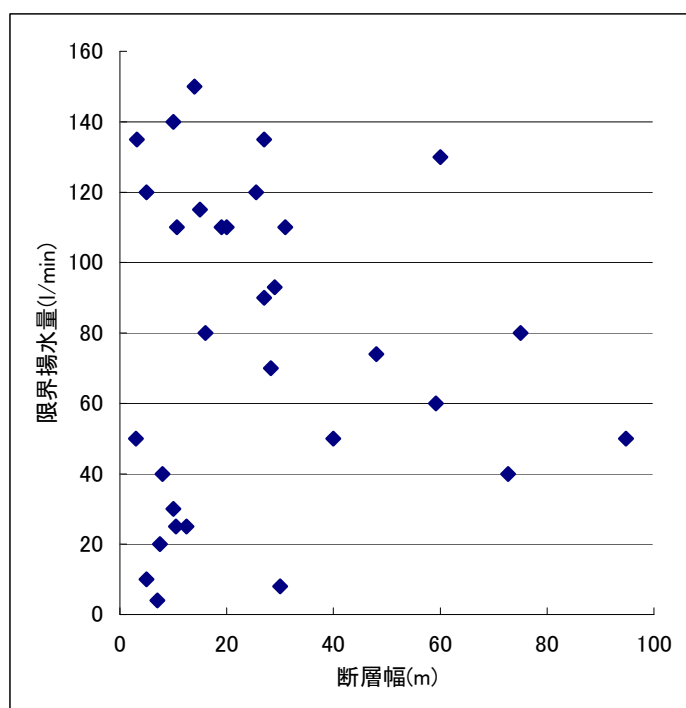


図2. 6. 6 断層破碎帯の幅と揚水可能量の関係

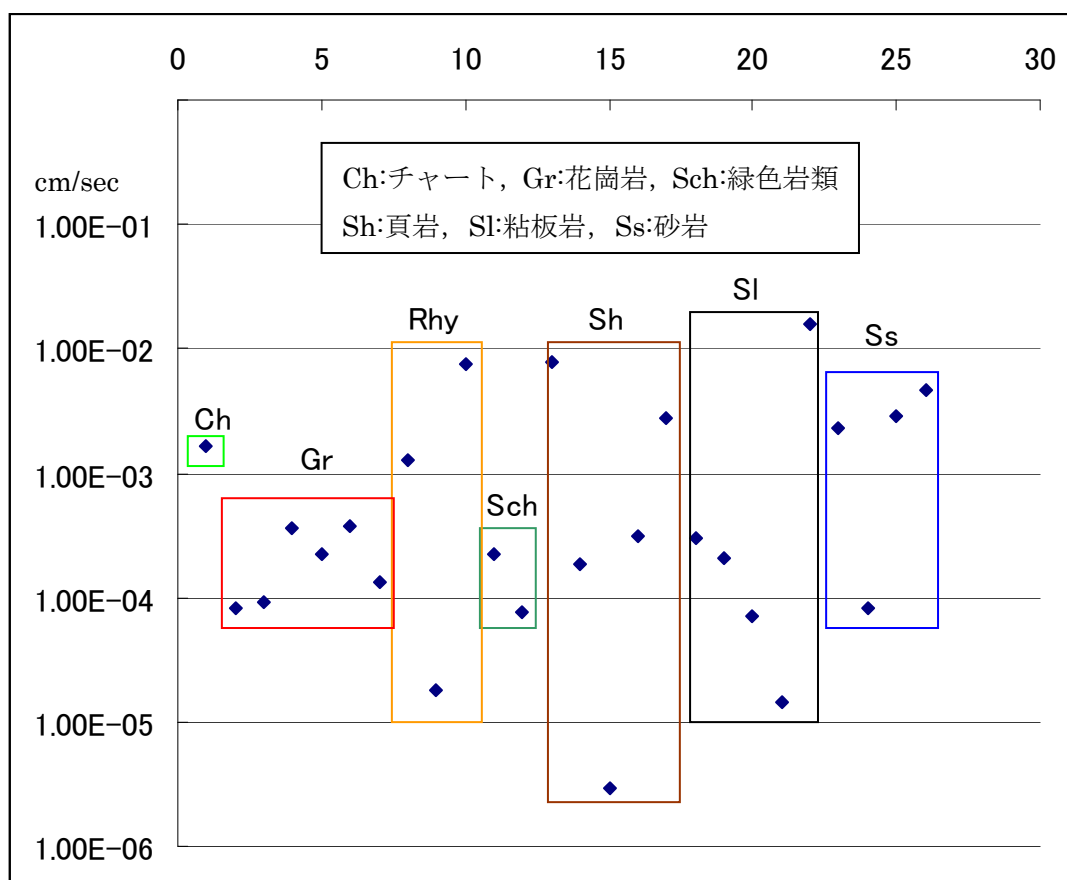


図2. 6. 7 地質別の断層破碎帯の透水係数

## 2-7 第2章のまとめ

本章では、岩盤が不均質かつ異方性という特性を有しているために、甚大な被害を与える岩盤崩落等が今なお多発し、未然に事故の発生を防ぐための有効な手段を講じることができない状況を認識し、断層や弱面といった不連続面が岩盤の安定性に大きな影響を与えることに着目した。このような立場に立ち、研究を行い以下の成果を得た。

- (1) 不連続面の特性を分析し、その種類に応じた有効な調査法とその適用法を事例に基づいて論じた。具体的には、内在する不連続面を岩盤のモデル化という観点から分類すると同時に、岩盤の安定性に影響を与える各種要因と不連続面の特性の相互作用を系統的に考察する手法を考案し、不連続性岩盤のモデル化手法を完成させた。
- (2) 不連続面情報の取得技術については、本文で示したように、現場で撮影した写真イメージから、不連続面の幾何情報をそのまま数値化して、シームレスに解析に用いるシステムを考案した。不連続面の本質は3次元情報であることを既に述べたが、データ取得から、解析まで、3次元の枠内で処理できることは、合理的で効率的な設計、ひいては安全な施工に繋がるため、本手法の開発の意義は大きい。
- (3) 従来は、地質の種類と岩級区分という平均化された指標で論じられる地質調査技術を、不連続面を第一義に置き、その他の指標は従属させる調査方法を提案した。このため、不連続面の地質的成因からまとめて論じた。最終的には不連続面を手にした現場でのデータ収集方法を提案した。この方法では、取得データをそのまま解析のモデル化に使用することができ、効率的、合理的であることを現場事例とともに有効性を示した。
- (4) 不連続面の内、層理について、現場事例より変形特性を論じ、今後の工事に適用できる結果を得た。また、崩壊に至る極限的な許容変位量について現場にてデータを収集し、層理の発達した地盤での、許容基準値の提案を行った。この成果により、不連続性岩盤のモニタリングに際しての、現実的な測定精度と管理基準値を設定できる基礎を提供できた。
- (5) 不連続面の内、断層の透水性について論じた。近畿地方において、100～400mの深さで36本の断層破碎帯の揚水試験を実施した。近畿地方に分布する、花崗岩・流紋岩類・緑色岩類の火成岩、チャート・頁岩・粘板岩・砂岩における断層破碎帯の透水性を求めた。トンネル、切土工事などで、地下水の排出に関わる問題は大きく、工事域への流入以外に周辺環境への影響も大きな問題となっているため、不連続面の透水性を求められた意義は大きい。

## 参考文献

- 1) 中井卓巳, 島内哲哉: 不連続性岩盤の調査・解析と評価 不連続面の調査と評価 (その1) 土と基礎 Vol.48-1, pp57-62, 2000
- 2) 土質工学用語辞典, 地盤工学会
- 3) 岩の力学連合会: I S R M指針, Vol.3, 岩盤不連続面の定量的記載法, 1985
- 4) 地盤工学会, 岩の力学委員会: 不連続性岩盤と構造物に関する研究報告書, 1995
- 5) 鍛冶義和: 不連続性岩盤の調査・解析と評価 不連続面の地質学的成因と工学的評価 土と基礎 Vol.47-12, 1999
- 6) Seely, D. R., Vail, P. R., Walton, G. G.: Trench slope model in *The Geology of Continental Margins*, ed by C. A. Burk and C. L. Drake, Springer-Verlag, pp249-260, 1974
- 7) Morgan, W. J.: Deep mantle convection plumes and plate motions, *Am. Assoc. Petrol. Geol. Bull.*, 56, pp203-213, 1972
- 8) 瀬野徹三: プレートテクトニクスの基礎 朝倉書店, p100, 1995
- 9) 上田誠也: 地球・海と大陸のダイナミズム, NKH人間大学, p93, 1994
- 10) 平朝彦: 日本列島の誕生 岩波新書, 1990
- 11) Boyle, William J., Vogt, Tim J.: Rock Block Analyses At Mount Rushmore National Memorial Fractured And Jointed Rock Masses, Preprints U.S. Department of Energy pp.743-750, 1992
- 12) 大西有三: CD版岩盤崩壊の考え方, 土木学会, (2003出版予定)
- 13) 舞鶴 5万分の1地質図 産業技術総合研究所 地質調査総合センター, 1961
- 14) Hudson, J. A.: *Rock Engineering Systems Theory and Practice*, Ellis Horwood, 1992
- 15) 土木学会 岩盤斜面の調査と対策, p59, 1999
- 16) Priest, Stephen D.: *Discontinuity Analysis For Rock Engineering* Chapman & Hall 1993
- 17) Genske, Dieter: *Engineering Geology as Transdisciplinary Endeavour: Three Examples* München, 2003 <http://www.egs-net.ch/mysite/htmls/misc.html>
- 18) Billaux, D., Chies, J. P., Hestir, K., Long, J. C. S.: Three-dimensional statistical modeling of a fractured rock mass—an example from the Fanay-Augeres Mine, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanical Abstracts*, 26(3/4), pp281-299, 1989
- 19) ODA, M.: Permeability tensor for discontinuous rock masses *Géotechnique* 35, No4, pp.483-495
- 20) 鈴木健一郎, 大西有三: 不連続性岩盤と構造物に関する研究報告書 第3章不連続面の岩盤挙動への影響とその取扱い, 地盤工学会・岩の力学委員会, 1995

- 21) 井尻裕二: 割れ目系岩盤中の核種移行評価に関する研究, 京都大学大学院工学研究科土木システム工学専攻 博士論文 2002
- 22) 中井卓巳: 地表面の変状 阪神・淡路大震災調査報告共通編-2 2編第6章6-2節, pp497-516, 1998
- 23) 大西有三・陳光斉: 不連続変形法DDAによる岩盤崩落のシミュレーション 材料, Vol. 48, No. 4. pp. 329-333, 1999
- 24) 土木学会: 岩盤斜面の調査と対策, 長大のり面におけるキープブロック解析を利用した対策事例, pp327-332, 1999
- 25) 栗原哲: 自動クリノメータとその利用について 第2回不連続性岩盤解析実用化研究会 社団法人 システム総合研究所 pp.25-34, 1999
- 26) 福島晴夫: 電子式クリノメータの現状と今後の課題第2回不連続性岩盤解析実用化研究会 社団法人 システム総合研究所 pp.35-40, 1999
- 27) 土木学会 : 岩盤斜面の安定解析と計測, 1994
- 28) 和歌山及び尾崎 5万分の1地質図 産業技術総合研究所 地質調査総合センター, 1993
- 29) 中井卓巳, 畠山克美, 中川俊樹, 丸木義文, 松本淳, 大西有三: 関西国際空港第Ⅱ期埋立工事岬町土取場における和泉層群の長大のり面对策工の考え方, 第11回岩の力学国内シンポジウム講演論文集CD-ROM I04, 2002
- 30) 中井卓巳, 須内寿男: 岩盤井戸の試験データによる岩盤井戸の透水性について, 全地連「技術フォーラム'95」講演集, pp193-196, 1995

### 第3章 ブロック理論の不連続性岩盤への適用に関する研究

土木構造物の支保設計は事前の地質調査結果に基づき、岩石区分、弾性波速度あるいはボーリングコアの状態などから地山分類を行い、例えばトンネルではその結果に基づいて標準支保パターンを決定し、施工中の切羽観察結果や各種計測結果を考慮して支保工をより適正なものに修正していくことにより施工を行っていく。一方、地下発電所や石油備蓄基地といった大規模地下空洞の支保設計では、施工対象の地山は比較的良好な硬岩系の岩盤から成る箇所が選定され、岩盤の不連続面に着目した支保設計法<sup>1), 2)</sup>が導入されてきた。これは、それら硬岩系の地山の挙動が主として不連続面の挙動によって決定されるためであり、不連続面によって形成されるブロックの移動可能性に着目し、崩壊の可能性のあるブロックの安定性を図るための支保設計を行うことで全体的に合理的な設計および施工とすることができるためである。この岩盤内に存在する不連続面と地山の地表や土木工事により生じる切羽などの自由面の3次元幾何学関係を評価して、岩盤内に生じうる岩盤ブロックを抽出し、その安定性を考察するのがブロック理論<sup>3), 4)</sup>である。これは得られる割れ目群の方向性から岩盤中に形成されるあらゆるブロックの形状パターンをステレオ投影法によって特徴づけられる図解法によって分類し、掘削面の方向を考慮することによって崩壊を生じる可能性のあるキーブロックと称される岩塊ブロックを3次元的な図形として同定する解析法である。また、このキーブロックの滑動により逐次周辺の岩盤は崩壊するため、キーブロックを安定させることで施工および管理を経済的に行うことが可能になる。前述の地下空洞だけでなく、トンネルや長大斜面などで硬岩地山などを対象にする場合は合理的な支保設計のための解析手段として有用であると考えられる。

このブロック理論を現場に適用するに当たっては、解析のために不連続面の位置、走向傾斜、単位体積重量そして不連続面強度に関する情報が事前に必要となる。特に、不安定なブロックを形成する不連続面の決定と、その不連続面の強度(粘着力と内部摩擦角の値)の決定が必要である。不連続面位置の決定に関わる不連続性岩盤の挙動監視システムについての研究は第4章にまとめている。本章では、主として不連続面強度について論じる。

そして、岩盤不連続面と掘削による幾何学的形状の関係から岩盤ブロックの3次元的な空間配置を決定し、その安定性を考察するブロック理論を用いた設計法について論じている。第2章で論じたモデル化の手法によって考察される幾何学的特性に加えて、ブロックの力学的特性を考慮した関数によって施工中の岩盤の安定性を評価することで補強ならびに支保工構造の合理的な設計法を可能にする手法を考案し、さらにその有用性を現場にて実証した。

### 3-1 ブロック理論の概要

#### 3-1-1 ブロック理論における不連続面の考え方

ブロック理論は、不連続面に囲まれた岩盤ブロックの挙動が、岩盤全体の安定性を支配するような硬岩中の不連続性岩盤に適用される理論である。しかしながら、実際の岩盤における不連続面の分布形態や形状は複雑であり、理論を構築するためにはかなりの困難を伴うので、不連続面をどのように捉えるかについて基本的な概念を適用する。ここでは、まず解析にあたっての不連続面に対する考え方を記述する<sup>5)</sup>。

(1)すべての不連続面は、完全な平面とする。

この仮定は、大部分の節理や断層に当てはまるが、すべてとは言えない。例えば、褶曲を伴うような地層面には当てはまらないことに留意して適用することになる。また、現場では断層や節理も緩やかな曲面を形成していることが多く、平面を代表するようなデータを取得することが求められる。

(2)不連続面は、注目する岩盤領域内で完全に広がっているものとする。

現実の断層などには、「切った、切られた」の関係があり、一つの不連続面が、もう一つの不連続面で終わっている例が見られる。しかしながら、切羽の奥側では、再び始まっていることもあるため、安全側に立ち、解析領域内では不連続面が切れることはないとする。

(3)不連続面で定義されたブロックは剛体と仮定する。

これは、ブロックの変形を考慮しないことを意味する。

(4)不連続面の幾何学的性状、力学的性状と掘削面の位置・方向などの入力パラメータは、既知であると仮定する。

このため、決定論的に扱える不連続面に対してのみ解析を実行する。不連続面の方向性がばらつきを示す場合は、統計解析を行って卓越方向を算出し、不連続面群の代表として入力データとすることがある。この場合は、位置もばらつくために、設定する位置情報の取り扱いに注意する必要がある。本研究で最終的に取り扱う、デジタル写真測量から抽出した不安定な不連続面は、3次元の位置・方向が決定されるために、決定論的な取り扱いができる。

以上をまとめると、ブロック理論は地質構造から導き出した幾何学的情報と力学を用いるつり合い計算に基づいて展開するものであり、ブロックの移動のモードのみを考慮したものである。

図 3.1.1 に代表的なキーブロックがトンネル切羽において生じている事例を示す。図において①、②および③の番号によって示される不連続面が、トンネルの掘削空間に崩落してくるキーブロックを形成していることが判る。アーチ部にブロックが位置しているため、



支保工による補強がなければ直ちに落下する可能性のあるブロックとなっている。このブロックが側壁にある場合は、ブロックがすべり破壊を起こすか否かはすべり面の持つ強度により決定される。このように、ブロック理論の適用により、キーブロックを早期に発見し適切な補強を施すことが可能となる。

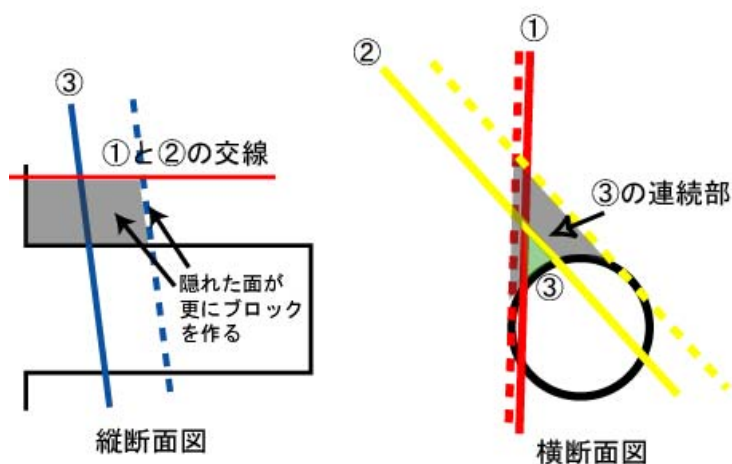
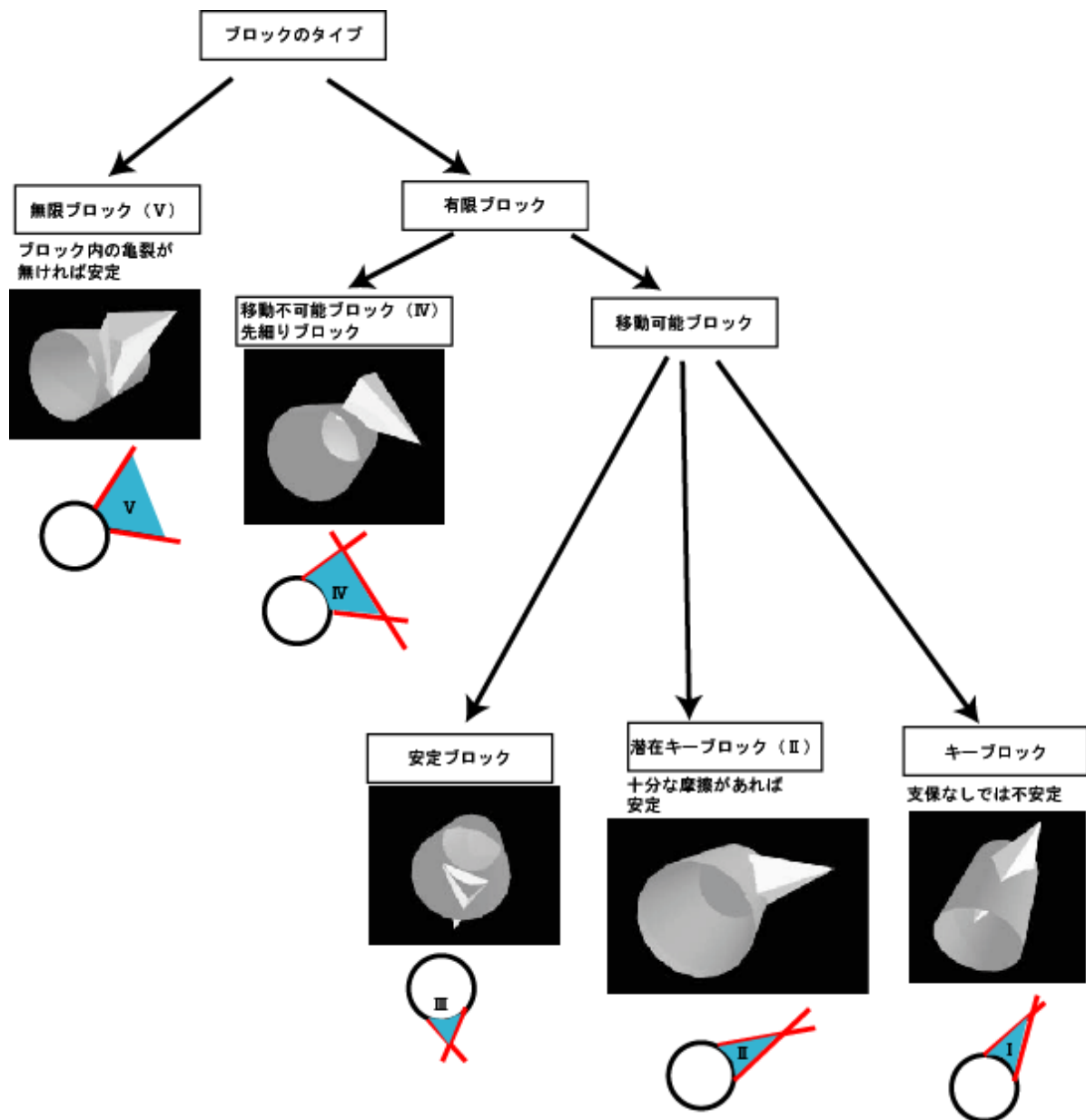


図 3.1.1 切羽におけるキーブロックの例

### 3-1-2 ブロックの移動可能性

何種類かのセットからなる不連続面と掘削によって生じる自由面によって岩盤ブロックが形成されるが、ブロック理論では、この多様な組み合わせの中から、臨界ブロック (critical block) を抽出する。不連続面によって形成されるブロックは図 3.1.2 のように分類できる。

図 3.1.2 はトンネルを例にして、ブロックのタイプを示したものである。以下、図において示された各ブロックについて移動の可能性を論じる。表 3.1.1 にも解説をまとめた。



I : キーブロック (key block), II : 潜在キーブロック (potential key block)

III : 安定ブロック (stable block), IV : 先細りブロック (tapered block)

V : 無限ブロック (infinite block)

図 3.1.2 キーブロックの種類

#### (1) 移動不可能なブロック

タイプVの無限ブロック (infinite block) は、掘削面に接しているが岩盤内部に向かって無限の広がりを持つブロックである。基本仮定において述べたように新たな不連続面の発生を考えなければこのブロックは安定である。タイプIVの先細りブロック (tapered block) は、有限ブロックではあるが、掘削面に向かって細くなっており移動不可能である。このブ

ックは、隣のブロックが移動すると引き続いて移動する可能性があるが、ここではこのような２次的なブロックの移動は考えないこととする。これらタイプⅣ～Ⅴのブロックは、幾何学的に移動不可能なブロックといえる。

## (2)移動可能なブロック

残りのⅠ～Ⅲのブロックは有限で、しかも移動することができる。このような移動可能ブロック(removable block)は、ブロックにかかる合力の方向および不連続面の摩擦抵抗の大きさにより３種類に分類することができる。今、重力のみが作用する状態を考えると、タイプⅢのブロックは不連続面に働く摩擦力を考慮しなくても移動することなく、安定して岩盤上に存在する。図 3.1.2 中のアーチ部に存在するタイプⅡのブロックは、すべり面となる面の傾斜が小さく、摩擦抵抗がきわめて小さいか、あるいは、変位を生じる方向に合力が作用しなければ不安定にはならない。このようなブロックを潜在的キーブロック(potential key block)と呼ぶ。タイプⅠのブロックは移動可能であり、不安定であるからキーブロックとなる。すなわち、このブロックにすべり方向と反対に荷重が働かなければ移動する。このようなキーブロックは、掘削によってブロックが孤立する前に何らかの補強対策を施す必要がある。

表 3.1.1 ブロックの判定法<sup>6)</sup>

ブロックの種類		(1) 自由面を持つ	(2) 有限性定理	(3) 移動可能性	(4) モード解析	(5) 極限平衡解析	
Ⅰ	キーブロック	YES	有限 ブロック	移動可能 ブロック	不安定 ブロック	不安定 ブロック	
	支保を行わないと滑動の危険性がある						
Ⅱ	潜在キーブロック			移動不可能 ブロック	安定 ブロック		
	すべり面の摩擦力により安定である						
Ⅲ	安定移動可能ブロック		安定 ブロック				
	ブロックに作用する合力方向により安定である						
Ⅳ	先細りブロック	安定 ブロック					
	有限凸型ブロックで空洞方向に先細りの状態						
Ⅴ	無限ブロック			無限 ブロック	移動不可能 ブロック		
	無限ブロックで、空洞方向に先細りの状態						
Ⅵ	ジョイントブロック		NO			有限 ブロック	
	掘削面上に現れず、節理面のみに形成される						
入力値		不連続面と掘削面の方向				合力方向	合力とすべり面の摩擦 力

次に、ブロック理論における移動の可能性の判定を考える。この背景となるのは、次の二つの定理である。

① 有限性定理(theorem of finiteness)

② 移動可能性定理(theorem of removability)

有限性定理と移動可能性定理を使って、無限ブロックと有限ブロック、移動可能ブロックと移動不可能ブロックを判定できる。これらの定理による判定はブロックの幾何学的な形状のみによって行うことができる。その結果、移動可能ブロックとなったものについては、ブロックに作用する合力の方向によるモード解析および不連続面の摩擦を考慮した極限平衡解析により、キーブロックについての安定計算が可能になる。

一般に、ブロックは掘削平面（自由面）と不連続面によって構成され、これらの面で構成される半空間の積集合によってブロックが表される。さらに、これらの平面を回転させることなく任意の 1 点を通るように平行移動することによって形成される半空間の共通領域である空間をブロックピラミッド(BP: block pyramid)と呼ぶ。また、ブロックを形成する平面のうちジョイント平面の半空間で形成されるピラミッドをジョイントピラミッド(JP: joint pyramid)、掘削平面（自由平面）の半空間によって形成されるピラミッドを掘削ピラミッド(EP: excavation pyramid)と呼び、掘削ピラミッドの補集合をスペースピラミッド(SP: space pyramid)と呼ぶことにする。ブロックピラミッドは、ジョイントピラミッドと掘削ピラミッドの積集合と考えることができる。

ここで、有限性定理は、注目するブロックが有限ブロックであるか、あるいは無限ブロックであるかの判定を行うものであり、凸型ブロック (convex block) は、そのブロックピラミッド(BP)が空集合であれば有限ブロックであり、逆に凸型ブロックに関してブロックピラミッド(BP)が存在すれば有限ブロックではなく、無限ブロックであるとする定理である。

また、移動可能性定理は、有限凸型ブロックが、移動可能であるかどうかを判定するものである。移動不可能な有限ブロックは先細りブロックとなり、移動可能な有限ブロックはキーブロックとなる可能性がある。すなわち、凸型ブロックにおいて、ブロックピラミッド(BP)が空集合でジョイントピラミッド(JP)が空集合でないときは、移動可能ブロックであり、凸型ブロックにおいて、ジョイントピラミッド(JP)が空集合のときは先細りブロックとなり移動不可能ブロックとなるとする定理である。

例えば有限性定理により、上の有限凸型ブロックの移動可能性定理を満たせば注目するブロックは有限である。ジョイントブロックを表すブロックが有限なら、ジョイントピラミッドに 1 つ以上の自由平面を加えたブロックは先細りである。

この定理を 2 次元の例により説明する。図 3.1.3 にトンネル坑壁における 2 タイプのブロックが示してある。これらは、2 つの平面で構成される簡単なブロックであり、ブロック形状をみれば左が移動可能ブロック、右が無限ブロックであることは明らかである。ブロック A は、掘削面（自由表面）①と 2 つのジョイント面②、③から構成されており、ブロック B は、掘削面（自由表面）①と 2 つのジョイント面④、⑤から構成されている。ブロッ

クは各平面の上半空間あるいは下半空間のいずれかに存在するが、ここで上半空間と下半空間を記号  $U$  と  $L$  あるいは数字 0 と 1 で表すことにする．したがって、表中の 2 つのブロックは左が  $U_1L_2U_3$ 、右が  $U_1L_4U_5$ 、あるいは 010, 010 で表される．

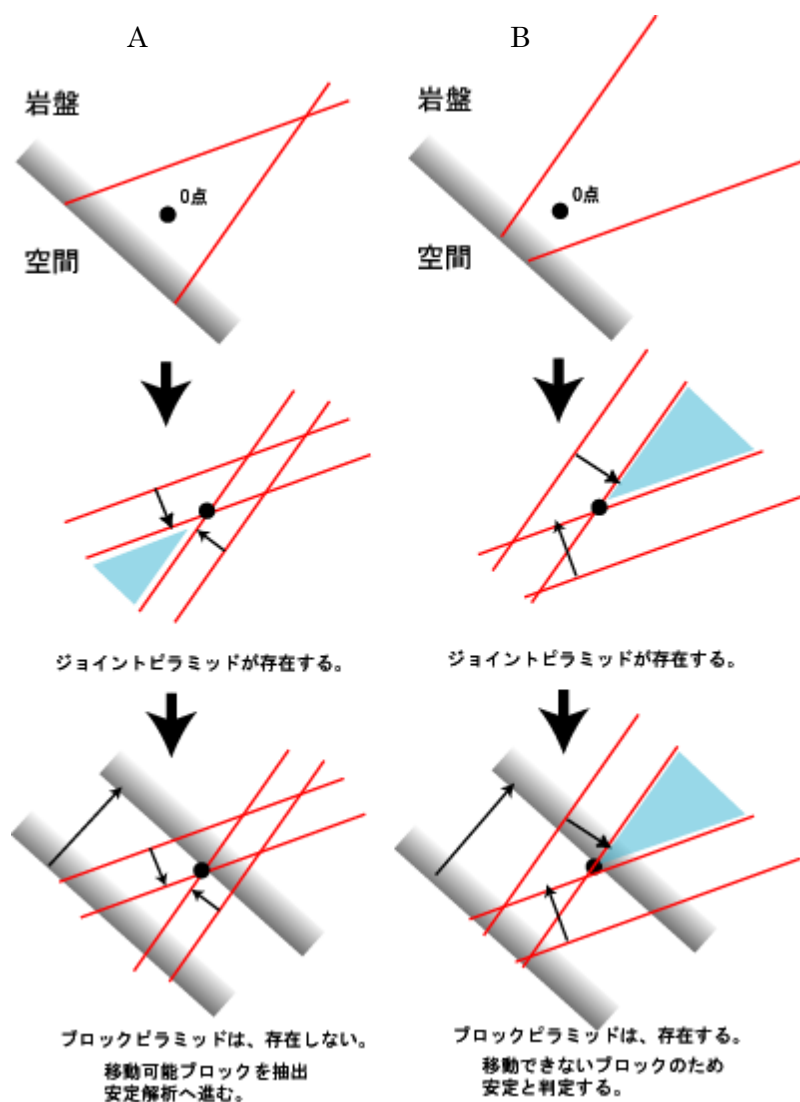


図 3.1.3 ブロックの移動可能性の判定

まず、有限性定理について説明する．ブロックピラミッドは、ブロック A では存在せず、ブロック B では水色をつけた部分として存在している．したがって、ブロック A は有限ブロックであり、ブロック B は無限ブロックであることが定理より示される．

次に、移動可能性定理について説明する．移動可能性定理は、有限ブロックについて移動可能かどうかを判定するためのものである．ジョイントピラミッドの項をみるとブロック A では、ジョイントピラミッドは  $L_2U_3$  で示される半空間の共通領域であり斜線をつけた

領域として存在する．次に，掘削ピラミッドの項をみると，2つのブロックとも掘削面は面①の上側  $U_1$  であるから，掘削ピラミッドは図中の水色の領域の半空間で定義される．ブロック A の場合は，ジョイントピラミッドと掘削ピラミッドは互いに重なり合わない別々の領域で示されており，その積集合である共通領域は存在しないことがわかる．したがって，移動可能性定理の前半部分より，ブロックピラミッドが空集合でジョイントピラミッドが空集合でないからこのブロックは移動可能ブロックである．ブロック B の場合には，ジョイントピラミッドが掘削ピラミッドの中に完全に含まれており共通領域が存在するので無限ブロックである．

2次元ブロックの有限性および移動可能性は，以上の考察によって明らかである．

以上をまとめて，移動可能ブロックを見つけだすフローを図 3.1.4 に示す．まず，ジョイントピラミッドが存在するかどうかを調べる．存在しなければ先細りブロックである．先細りブロックは，空間に向けて移動することはできないから，キーブロックとは成り得ないので以降の検討は必要ない．ジョイントピラミッドが存在する場合は，次にジョイントピラミッドと掘削ピラミッドの積集合であるブロックピラミッドが存在するかどうか調べる．存在する場合は，ブロックは無限ブロックである．無限ブロックも，空間に向けて移動することはできないから，キーブロックとは成り得ないので以降の検討は必要ない．最後に残ったブロックピラミッドが存在しない場合が，移動可能な有限ブロックすなわちキーブロックであり，安定性の検討が必要となる．

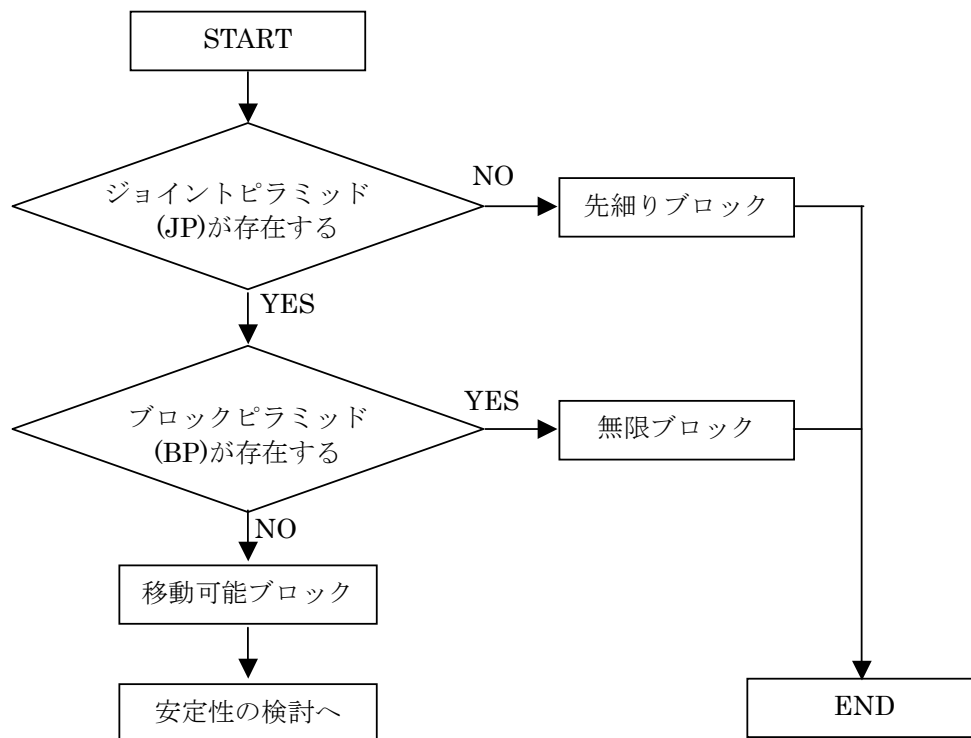


図 3.1.4 移動可能ブロックの判定フロー<sup>6)</sup>



### 3-1-3 キーブロックの判定と安定性検討

#### (1) キーブロックの判定

前章までに、自由表面とジョイント面からなるブロックの移動可能性を判定するための方法について述べた。図 3.1.4 のフローによりブロックは無限ブロック、先細りブロックおよび移動可能ブロックに分類された。ここまでは、ブロックを構成する各面の幾何学的な情報すなわち走向・傾斜およびブロックコードだけで判定を行うことができる。そして無限ブロックおよび先細りブロックは、自由空間に向かって移動することができないためにキーブロックではないことから、安定性の検討をする必要がない。したがって、ここでは移動可能ブロックについてキーブロックであるかどうかの判定を行う手法について説明する。移動可能ブロックは、表 3.1.1 あるいは図 3.1.4 で示したように、以下の 3 つのタイプに分類される。

- I. キーブロック (Key block) : もし適切な支保が施されなければ、掘削が行われるとただちに移動する。
- II. 潜在的キーブロック (Potential key block) : 掘削が行われるときに、幾何学的に移動する形状である。しかし、接触面に作用する摩擦力が合力とつり合い状態にあるので移動しない。
- III. 安定ブロック (Stable key block) : 接触面の摩擦角がゼロであっても移動しない。なぜならば、合力の方向がブロックが移動できない方向に作用しているからである。

以上の 3 つの移動可能ブロックについてのみ力学安定解析が必要となる。自由表面背後の岩盤内のジョイントブロックは、表面上にあるいくつかのブロックが移動しない限り空間内へ移動することはない。これは、先細りブロック (タイプ IV) も同様である。自由表面上に現れる無限ブロック (タイプ V) は、そのブロックの破砕により有限となることによつてのみ移動しうる。

移動可能ブロックに対して、2 つの解析法を順次行うことで、上記の 3 つのタイプを分類することができる。その検討フローを図 3.1.5 に示した。第 1 に適用する解析法は、モード解析であり、キーブロックと潜在的キーブロック (タイプ I と II) から安定ブロック (タイプ III) を識別することができる。このモード解析においては合力の方向が必要となるが、ジョイントの強度特性は必要ではない。第 2 に適用する解析法は、極限平衡解析であり各々のジョイント面の摩擦角を用いた安定解析を行うことにより、キーブロック (タイプ I) から潜在的キーブロック (タイプ II) を分離する。この 2 つの解析によつてキーブロック (タイプ I) を決定する。

モード解析では、すべりのモードを抜け出し、1 面すべり、2 面すべりに分類する。そして、このいずれのすべりモードにも属さないブロックは安定ブロックとなる。

## (2) キーブロックの安定性検討

キーブロックと判定された場合は，極限平衡解析により，安定性の検討を実施する．すべり面の摩擦力を考慮した釣り合い方程式を立てて，安全率を考察する．この場合，不連続面の強度が必要となり，対策工の導入における不足力の算出にも深く関わるため，強度の決定は重要な項目となる．

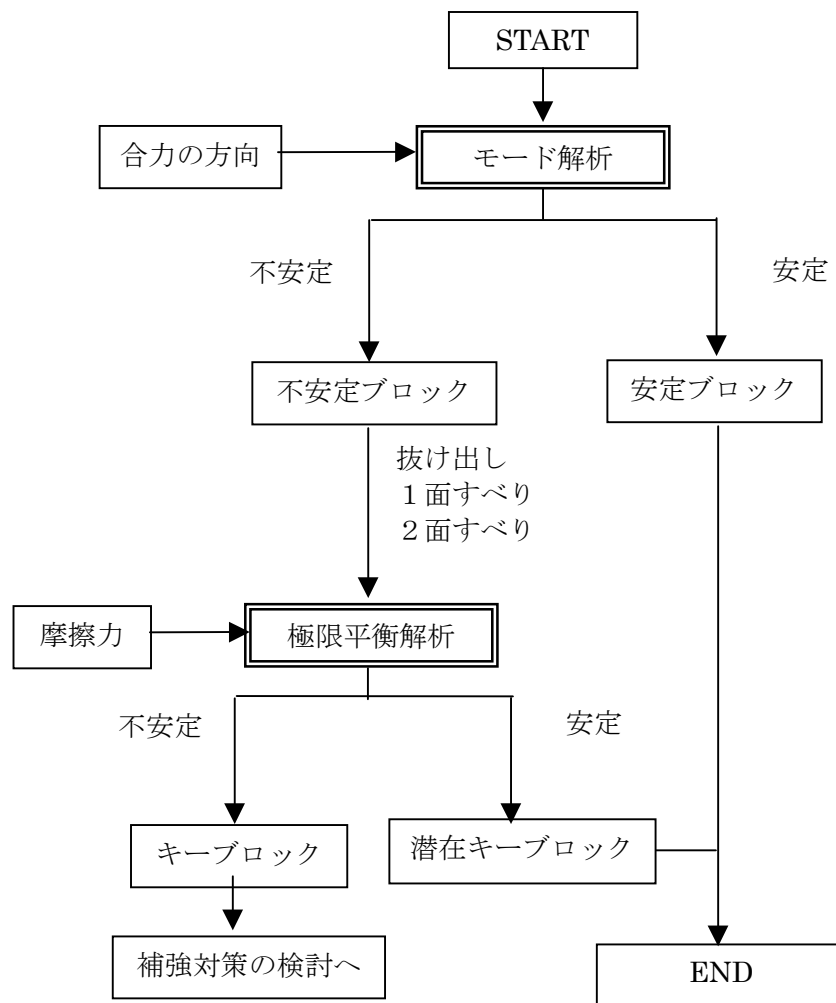


図 3.1.5 ブロックの安定性の検討フロー<sup>6)</sup>

## 3-2 不連続面の強度推定法

### 3-2-1 不連続面強度推定に用いる手法

不連続面解析の際に，最終的な対策工を設計する段階で重要になる項目は，不連続面もしくは不連続面に挟在する材料のせん断強度である．地すべりの場合は，地下水位がせん断強度にも増して重要となることがあるが，不連続面の安定に関しては，地下水位は二次的な位置づけの扱いを受けることがある．抑止力や支保補強の外力を導入する設計手法では，現況の状態でのどの程度ブロック化した岩盤が自身を支えているかを算出し，不足力を導入することになる．自身を支える力とは，不連続面のせん断抵抗力や粘着力であるため，不連続面の粘着力  $c$  とせん断抵抗摩擦角  $\phi$  を知ることは必須である(図 3.2.1)．

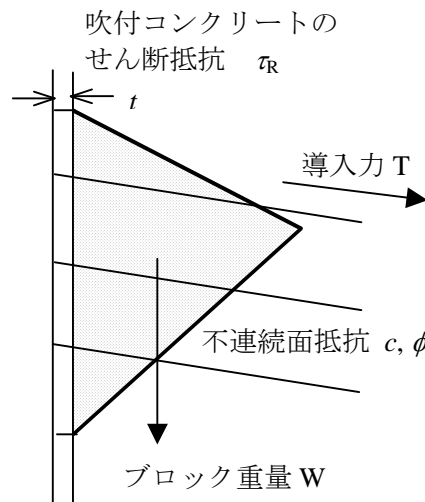


図 3.2.1 ブロックに働く外力<sup>6)</sup>

第 2 章で，不連続面の幾何情報の取得について論じたが，本節では不連続面の力学情報について述べる<sup>7) 8)</sup>．不連続面の強度を推定する方法でこれまで提案されている方法として，対象とする地山と同一の岩種岩級における既往の試験値を参考にすることは頻繁に行われている．表 2.3.1 は，岩盤の岩級区分毎の強度定数の値の例を示したものである．

表 2.3.1 岩級区分に応じた基準値の例<sup>9)</sup>

岩級	粘板岩（ダムサイトの例）				花崗岩（本四連絡橋基礎の例）			
	C (kgf/cm)			φ (°)	C (kgf/cm)			φ (°)
	範	囲	平均	範	囲	平均	範	代表値
硬岩	B	22.5～27.5	25	40～50	45	15.0～25.0	15	45
	C <sub>H</sub>	17.5～22.5	20	35～45	40	10.0～20.0	10	40
	C <sub>M</sub>	7.5～17.5	12.5	35～45	40	5.0～10.0	5	40
軟岩	C <sub>L</sub>	2.5～7.5	5	30～40	35	1.0～10.0	1	37
	D	1以下	0	20～30	25	0～5.0	0	30～35

類似の資料は多く存在するので、それを参考にして強度定数を決定することは可能である。これらは不連続面の強度を直接表すものではないが、この表から不連続面強度の例として取り上げる場合は、軟岩 D 級の項目が、断層破碎帯の挟在物（断層粘土～断層角礫）を表していると読み替えて使用することが可能となる。

この他に一般的に行われている手法を列举すると次のようなものがある。

- (1)標準貫入試験 N 値から推定する方法
- (2)岩石試料を用いた一軸圧縮試験と圧裂試験データから求める方法
- (3)岩石試料を用いた多段階三軸試験から求める方法
- (4)孔内水平載荷試験から求める方法
- (5)原位置でのせん断試験により求めるもの
- (6)不連続面表面の形状から推定する方法
- (7)基本摩擦角傾斜試験

まずこれら手法の概要についてその特徴について論じ、最後に本研究で提案する逆算法を利用する解析手法を記述する。

#### (1) 標準貫入試験 N 値から推定する方法

岩盤ボーリング掘削の際に、硬岩ではコア採取が主目的であるため、土砂の標準的な強度推定指標である標準貫入試験は実施しない。しかしながら、ごく狭い範囲であっても、断層に遭遇した際に、標準貫入試験を試みることで強度推定の手がかりを得ることができる。地中深くで、岩石試験供試体を作成できるような断層のコアを不攪乱の状態で採取することはかなり困難なため、比較的簡易な原位置試験として標準貫入試験を試みることは、実際的で安価な強度推定法と考えられる。

このように N 値が計測できた場合、 $c$ 、 $\phi$  を N 値から推定する式を利用して、強度を推定することができる。

標準貫入試験で採取された試料が、ほとんど断層粘土である場合は、次式から粘着力を推定することが可能である<sup>10)</sup>。

$$C=(0.6\sim 1.0)N(\text{tf/m}^2) \quad (3-1)$$

断層角礫の場合は、次式から摩擦角を推定することが可能である<sup>11)</sup>。

$$\phi = \sqrt{15 * N} + 15(^{\circ}) \quad (3-2)$$

また、ボーリング掘削区分でコアとしてはもっとも弱い等級である軟岩 I に対しては、拡張された標準貫入試験が適用されており、換算 N 値 300 回までの範囲で、実験値から表

2.3.2 の推定式<sup>12)</sup>が導かれており、不連続面そのものの強度や挟在物の強度がこの軟岩Ⅰの範囲の程度であれば、これから計算した値を用いることが可能である。

表 2.3.2 挟在物で得られた N 値から推定

		砂岩・礫岩 深成岩類	安山岩	泥岩・凝灰岩 凝灰角礫岩	備考
粘着力 (kgf/cm <sup>2</sup> )	換算 N 値と 平均値の関係	0.155N <sup>0.327</sup>	0.258N <sup>0.334</sup>	0.165N <sup>0.606</sup>	
	標準偏差	0.218	0.384	0.464	・log軸上の値
せん断角 (度)	換算 N 値と 平均値の関係	5.10LogN +29.3	6.82LogN +21.5	0.888LogN +19.3	
	標準偏差	4.40	7.85	9.78	

(2) 岩石試料を用いた一軸圧縮試験と圧裂試験データから求める方法

岩級区分D級や風化帯のボーリングコアが不攪乱の状態に近く採取された場合には、慎重にパラフィンなどで周囲を固めて試験に供することで弱部の力学定数を直接知ることが可能になることもあるが、本手法はコア採取可能な部分とコアにならない亀裂性の部分を弾性波速度の比を接点にして、コアの試験から亀裂性部分の強度を推定する手法である。

本手法は、弾性波探査で得られた地山弾性波速度  $V_{pd}$  とボーリングで得られたコアから測定された超音波伝播速度  $V_{pc}$  の速度比を利用して、試験から得られた健岩強度から、弱部としての強度を推定する<sup>12)</sup>。実際には、室内岩石試験を実施し、弾性波探査データを使って定義できる亀裂係数(式 3-3)を用いて亀裂の影響を考慮に入れた現場での岩盤のせん断定数に近い値を算出する。

亀裂係数は弾性波探査で得られた弾性波速度 ( $V_{pd}$ ) とボーリングコアの超音波速度 ( $V_{pc}$ ) を用いて次式より算出する。

$$\text{亀裂係数 } Cr = 1 - \left( \frac{V_{pd}}{V_{pc}} \right)^2 \quad (3-3)$$

ここに  $V_{pd}$  : 地山の P 波速度,  $V_{pc}$  : コアの P 波速度

$$V_{pd} \geq V_{pc} \text{ となる場合は } \frac{V_{pd}}{V_{pc}} = 1$$

亀裂が少なければ  $V_{pd}=V_{pc}$  となり、 $Cr$  は 0 に近づく。逆に亀裂が多くなると  $V_{pd}$  が  $V_{pc}$  に比べて小さくなり、 $Cr$  は 1.0 に近づく。亀裂係数に対応した、 $c$  と  $\phi$  のインタクトな岩との対応を示す実験値に基づいて得られた低減係数を乗ずることで、亀裂を考慮に入れ

た岩体の強度を求める。

$$C = k_c \times C_o, \quad \phi = k_\phi \times \phi_o$$

ここに、

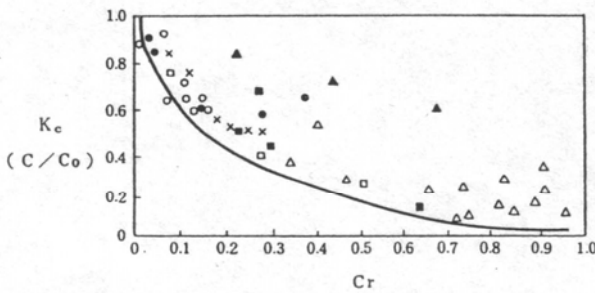
$C$  : 原位置における岩盤の粘着力

$\phi$  : 原位置における岩盤の内部摩擦角

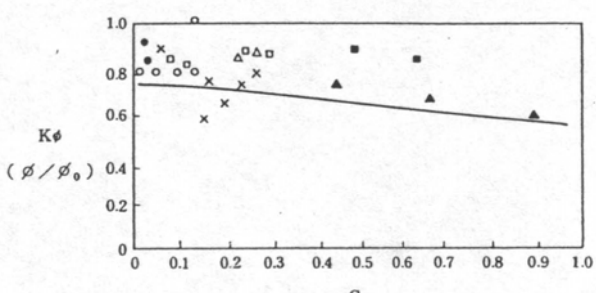
$C_o$  : 室内試験で求まる粘着力

$\phi_o$  : 室内試験で求まる内部摩擦角

$k_c, k_\phi$  : 図 3.2.2 に示す低減係数



$K_c \sim C_r$  の関係



$K_\phi \sim C_r$  の関係

図 3.2.2 亀裂係数  $C_r$  より求まる低減係数  $k_c, k_\phi$  <sup>12)</sup>

この時、地山の弾性波速度とコアの速度の比から、亀裂係数を算出し、低減係数を乗じて強度定数を求める。表 3.2.3 に、これらの試験から強度定数を求める手法をまとめて記述する。

表 3.2.3 圧縮強度と引張強度から求める手法の一覧 <sup>12)</sup>

場所	試験名	特徴	設計値への適用	備考
室内	三軸圧縮試験又は一面せん断試験	室内試験としては精度が高い。	本試験は、割れ目のない局所的な値を求める結果になるので、岩盤のせん断定数の決定にあたっては、現場の状況を良く判断し、測定値の低減をする必要がある。	硬岩では非常に高圧をかけるが、供試体を小さくしないと破壊しないときがある。
	一軸圧縮試験と引張又は圧裂試験	非常に簡単ではあるが、精度は低い。		圧縮強度 $q_u$ と引張強度 $T_u$ より $C = \frac{1}{2} \sqrt{q_u \times T_u}$ $\phi = \sin^{-1} \left( \frac{q_u - T_u}{q_u + T_u} \right)$
	超音波縦波伝播速度試験	比較的容易に超音波速度を得ることができる。	この値から直接 $C, \phi$ を求めることは難しい。	弾性波探査結果と合わせて、岩盤の亀裂の程度を知る。
原位置	弾性波探査あるいは、ボーリング孔を利用した速度検層	ある程度断層や岩相を含んだ巨視的な情報が得られる。	同上	超音波試験の結果と合わせて岩盤の亀裂の程度を知る。 変形係数を推定する。



### (3) 岩石試料を用いた多段階三軸圧縮試験による方法

不連続面を有する岩盤を調査する場合、現場計測と室内試験が実施される。従来、岩の強度・変形特性を調べる試験として、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験などが行われるが、不連続面を含んだ岩の特性を直接知る方法として、不連続面を直接せん断試験する岩石一面せん断試験がある。しかしながら、不連続面を直接せん断するため、不連続面のサンプリングと試験試料の作成が比較的難しい。そこで、1つの供試体で、何段階かの側圧に対して破壊直前までの載荷を繰り返す多段階三軸圧縮試験が実施されることがある。この試験法は、均質と考えられる数本の試料を供試体として同時に得ることが不可能な場合にも対応することができ、断層粘土状の試料に対しても精度の高いデータを得ることが可能である。ただし、硬質な部分で実施した際は、前項のような低減が同様に必要となる。いずれにせよ、不連続面そのものの強度ではなく、不連続面間に挟在する物質の強度が求まることになる。

表 3.2.4 に多段階三軸圧縮試験結果と一面せん断試験結果によって強度定数を求めた結果を岩種毎に示す<sup>2)</sup>。ひん岩と流紋岩を比較した場合、粘着力が一面せん断試験の方がやや高く出る傾向が見られ、せん断抵抗摩擦角が、多段階三軸圧縮試験で大きい結果となる傾向が認められる。

表 3.2.4 多段三軸圧縮試験および一面せん断試験の結果<sup>2)</sup>

	多段三軸圧縮試験				一面せん断試験			
	ひん岩① ○	ひん岩② ●	流紋岩① △	流紋岩② ▲	ひん岩 ○	凝灰岩 □	流紋岩① △	流紋岩② ▲
C (kg/cm <sup>2</sup> )	0.2	0.5	0.2	0.0	1.1	0.8	1.9	5.2
φ (°)	33.1	35.0	34.8	50.6	33.6	35.9	26.4	29.1
JRC (ave.)	2.4	1.4	7.3	0.04	4.6	6.5	7.9	8.5

### (4) 孔内水平載荷試験から求める方法<sup>13)</sup>

地中深く、岩石試験供試体の作成が可能な断層を含んだコアを不攪乱の状態で採取することは困難であるため、として孔内水平載荷試験は、現場にて実施されることも多い。しかしながら、試験に要する時間的および経済的なコストは高く、本試験によって不連続面そのものの強度ではなく、不連続面間に挟在する物質の強度を求めることになるという欠点を持つ。ただし、原位置による直接せん断試験、平板載荷試験は、更にコストの高いものになるので、亀裂自体の値を直接計測するものではないが、断層破碎帯や D 級、D~CL 級の部分に孔内水平載荷試験を実施することが行われる。この場合、内部摩擦角を既知として与え、粘着力を推定する。したがって、設計時に粘着力を考慮するかしないかを判断する資料となる。

孔内水平載荷試験の変形係数  $E$  (kgf/cm<sup>2</sup>) からせん断強度を推定する式は以下の通りである。

$$\varepsilon_{OR} (\text{平均値}) = 10^{(-0.251 \log E - 1.22)}$$

$$\varepsilon_{OR} (\text{下限値}) = 10^{(-0.251 \log E - 1.6)}$$

$$\sigma_{CR} = E \times \varepsilon_{OR}$$

$$C = \frac{\sigma_{CR}(1 - \sin \phi)}{2 \cos \phi} = \frac{1}{2} \cdot \frac{(1 - \sin \phi)}{\cos \phi} \cdot E \cdot 10^{(-0.251 \log E - 1.22)} \quad (3-4)$$

又は

$$= \frac{1}{2} \cdot \frac{(1 - \sin \phi)}{\cos \phi} \cdot E \cdot 10^{(-0.251 \log E - 1.6)} \quad (3-5)$$

ただし、 $\varepsilon_{OR}$ ：地山の限界ひずみ

$\sigma_{CR}$ ：地山の一軸圧縮強度(kgf/cm<sup>2</sup>)

$\phi$ ：地山のせん断抵抗角(°；設定する)

$C$ ：地山の粘着力(kgf/cm<sup>2</sup>)

$E$ ：孔内水平載荷試験による変形係数 E(kgf/cm<sup>2</sup>)

また、本手法は次のような特徴を有する。

- ・ 上記の計算では  $\phi$  を岩級毎に設定した後  $C$  を算出する方法となっているため、 $\phi$  を初期設定する必要がある。
- ・  $\varepsilon_{OR}$  の式は、すべての岩級に対して平均値の式を用いて試算し、検討する。
- ・ 変形係数から求められる  $c, \phi$  は応力状態による亀裂の挙動から圧縮領域での値を引張領域での値に区別があり、落下するキーブロックとすべり落ちる面を持つキーブロックで値は異なることになる。

#### (5) 原位置でのせん断試験により求める方法

現場で大きなブロックを直接破壊させ強度定数を求めるために得られた値の信頼性は高い。岩片状までを含めた岩盤では、 $C=0.5\text{MPa}$ 、 $\phi=45^\circ$  に及ぶ値が得られるが、不連続面に粘土が挟まった場合は、 $C=0\sim0.05\text{MPa}$ 、 $\phi=20\sim35^\circ$  となる報告がある

図 3.2.3 に温井ダムにて実施された現位置試験後のせん断面の状況を示す。この手法は時間的および経済的なコストの負担が大きく、頻繁に実施される例は少ない。原位置で、断層をせん断させるには、基盤に横坑を掘削する準備が必要となり、コストは非常に高い。図の例では、得られた不連続面の強度物性値としては、 $c=0.1\text{MPa}$ 、 $\phi=35^\circ$  であった。



図 3.2.3 直接せん断試験によるせん断試験後のせん断面の状況

(6) 不連続面表面の形状から推定する方法<sup>14),15)</sup>

不連続面の表面の粗度から強度を推定する方法が提案されている.

$$\tau = \sigma_n \times \tan \phi_p \quad (3-6)$$

$$\phi_p = JRC \times \log \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \quad (3-7)$$

ここに,  $\phi_p$  : ピーク摩擦角

$\sigma_n$  : 不連続面にかかる有効垂直応力

$\phi_r$  : 残留摩擦角

$JRC$  : 粗さ係数,  $JCS$  : 壁面強度

$JRC$  は不連続面の粗さ係数,  $JCS$  は壁面圧縮強度であり, それぞれ以下の式で効果補正を行う<sup>16)</sup>.

$$JRC_n = JRC_0 \times \left\{ \frac{L_n}{L_0} \right\}^{(-0.02 \cdot JRC_0)} \quad (3-8)$$

$$JCS_n = JCS_0 \times \left\{ \frac{L_n}{L_0} \right\}^{(-0.03 \cdot JCS_0)} \quad (3-9)$$

ここに,  $L_0$  : 室内試験の供試体の寸法(10cm)

$L_n$  : 問題とする不連続面の長さ

$JRC_n$ ,  $JCS_n$  : 不連続面の測定長を考慮した  $JRC$  と  $JCS$

$JRC_0$ ,  $JCS_0$  : 室内試験(測定長 10cm)で求めた  $JRC$  と  $JCS$

粗さと壁面強度の求め方は次の通りである.  $JRC$  の計測方法は, 目視観察で図 3.2.4 と対

比して求めることが一般に実施されるが、その他にも図 3.2.5 に示すように表面形状の山と山の間の振幅から求める方法も提案されている<sup>17)</sup>。JCS は、不連続面に垂直な方向のシュミットハンマー反発度から求められる。試験が行えない場合は、岩石の一軸圧縮試験強度の 1/4 程度が用いられる<sup>18)</sup>。

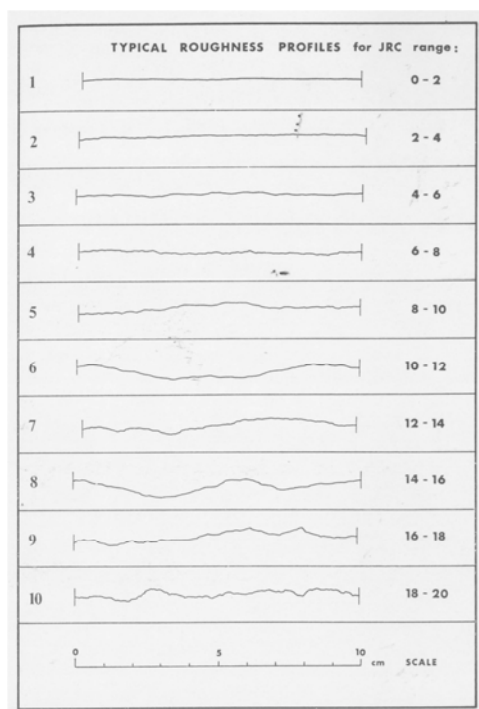


図 3.2.4

JRC の指標<sup>15)</sup>

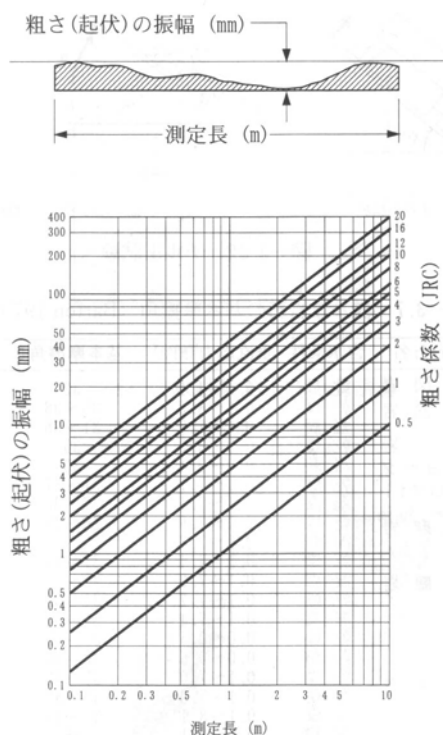


図 3.2.5

JRC を求める方法<sup>17)</sup>

JRC は、ボーリングコアを利用するとより多数のデータを収集することができるし、地中内部のデータとして、解析に用いる物性値としてより信頼性が高まる。このような場合、試験片として扱えるので、試験室などで、図 3.2.6 に示す不連続面測定器やレーザー測距デバイスで岩片の表面の凸凹を読み取り<sup>19)</sup>、Tse らの提案式<sup>20)</sup>により、数値計算で JRC を求めることができる。図 3.2.7 に、読み取り値と読み取った値から JRC を求めた例を示す。



図 3.2.6 不連続面粗さ測定器





表 3.2.5 基本摩擦角の例<sup>16)</sup>

岩種	湿潤状態	基本摩擦角	参考文献	
堆積岩	砂岩	乾燥	26-35	Patton, 1966
	砂岩	湿潤	25-33	Patton, 1966
	砂岩	湿潤	29	Ripley & Lee, 1962
	砂岩	乾燥	31-33	Krsmanovic, 1967
	砂岩	乾燥	32-34	Coulson, 1972
	砂岩	湿潤	31-34	Coulson, 1972
	砂岩	湿潤	33	Richards, 1975
	頁岩	湿潤	27	Ripley & Lee, 1962
	シルト岩	湿潤	31	Ripley & Lee, 1962
	シルト岩	乾燥	31-33	Coulson, 1972
	シルト岩	湿潤	27-31	Coulson, 1972
	礫岩	乾燥	35	Krsmanovic, 1967
	チョーク	湿潤	30	Hutchinson, 1972
	石灰岩	乾燥	31-37	Coulson, 1972
	石灰岩	湿潤	27-35	Coulson, 1972
火成岩	玄武岩	乾燥	35-38	Coulson, 1972
	玄武岩	湿潤	31-36	Coulson, 1972
	細粒花崗岩	乾燥	31-35	Coulson, 1972
	細粒花崗岩	湿潤	29-31	Coulson, 1972
	粗粒花崗岩	乾燥	31-35	Coulson, 1972
	粗粒花崗岩	湿潤	31-33	Coulson, 1972
	斑岩	乾燥	31	Barton, 1971b
	斑岩	湿潤	31	Barton, 1971b
	粗粒玄武岩	乾燥	36	Richards, 1975
	粗粒玄武岩	湿潤	32	Richards, 1975
変成岩	角閃岩	乾燥	32	Wallace et al., 1970
	片麻岩	乾燥	26-29	Coulson, 1972
	片麻岩	湿潤	23-26	Coulson, 1972
	粘板岩	乾燥	25-30	Barton, 1971b
	粘板岩	乾燥	30	Richards, 1975
	粘板岩	湿潤	21	Richards, 1975

これまで論じてきた手法において、最も望ましい手法は原位置で直接不連続面強度を求めるものである。しかしながら、時間的および経済的な費用負担が多めで、多数の箇所を実施するのは実質上困難である。

このような状況にもかかわらず、設計上強度に関する物性値は必要であるために、原位置試験に替わる手法が選択されるが、前述のとおり岩盤よりも不連続面そのものに着目した強度評価法が少なく、経験に頼るか、類似の岩種の箇所の値を参考にする場合が多く、直接対象とする地山での不連続面の強度を評価する手法がない。そこで、本研究では、逆算法による不連続面の強度を推定する手法を考察する。逆算解析と前述の各種試験法を組み合わせ、信頼性の高い強度定数を求める手法である。

逆算法を用いた不連続面強度の決定法について、次節から実際の現場にて行った方法を例として詳細に記述する。まず、斜面問題の事例について述べ、続いてトンネル事例について述べる。

### 3-3 道路斜面におけるブロック解析適用例

#### 3-3-1 概要

建設中のダム左岸部の付替道路の高架橋に面する地山斜面には、一部に高さ 40m にもおよぶ崖面があり、さらに部分的には崩壊した跡や崩壊した際の連続した亀裂あるいは崩壊後に残留したと考えられる巨大な転石群が認められており、この一部が崩壊した場合には、図 3.3.1 に示すように高架橋の橋台や橋脚を直撃する可能性が懸念された。また、ダム完成後の満水面が、新たな地下水面を作り、水文環境が斜面の安定に対して不利になると予想された。この箇所は全体的な地質構造が受け盤でかつ硬質な岩石から構成されることから急崖が形成されてきたものと考えられる。しかし、地質的な長期の時間の経過により亀裂の風化や岩石ブロックの崩壊が徐々に進んでいる。本調査地では岩体ブロックの初生的な崩壊の他に、すでに崩壊したあとの崩積土やその中に含まれる転石が不安定に成りうるものが予想され、その場合移動した岩体や転石は橋台・橋脚に直接的な脅威になるものと予想された。

一般に、崖などの急斜面での岩盤崩壊は、主として岩盤のゆるみに起因しており、長く連続する開口した不連続面の存在が直接の原因となる。従って対策工の計画を行うには正確な不連続面情報を取得するとともに、不連続面の強度の評価による対策工の設計が必要とされた。本節では、本研究で考察した不連続面解析法と組み合わせたブロック理論を適用し、ブロックの抽出および移動可能判定さらにはキープロックを安定させるための対策工の検討を行い、本研究による手法の有用性を検証した<sup>22)</sup>。

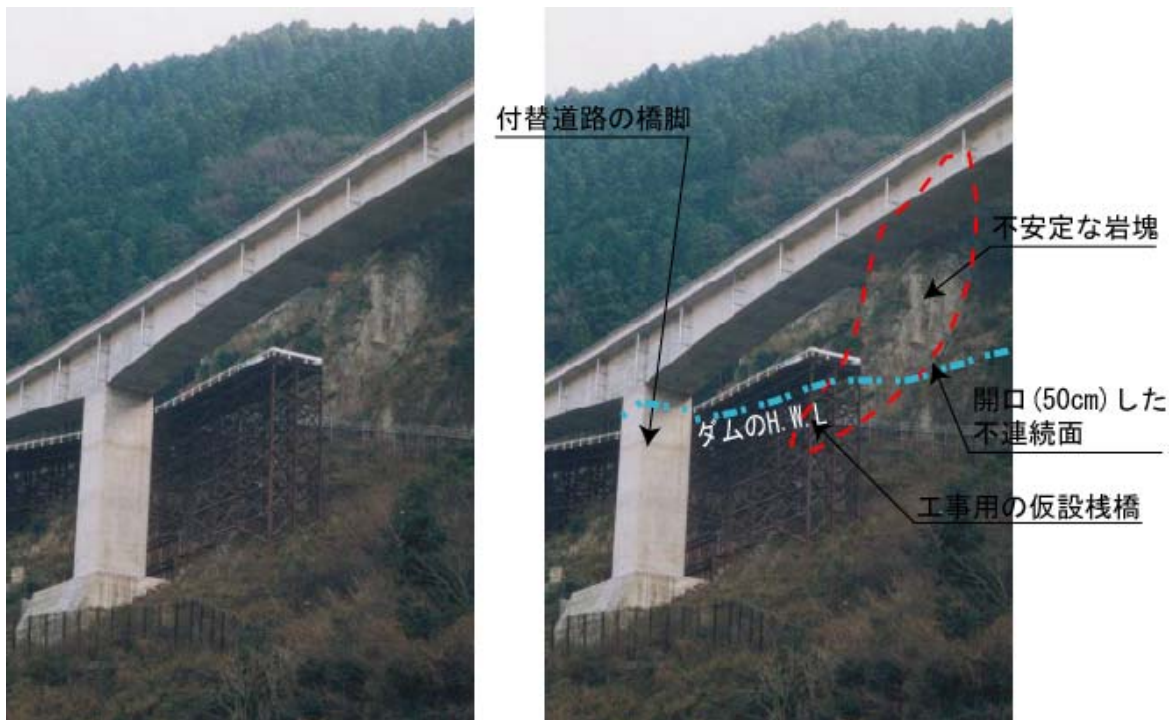


図 3.3.1 付替道路の高架橋と対象急崖

図 3.3.2 に本研究による不連続面の調査から対策工までの工程を示す。本研究では、前節で議論した各種手法による強度定数推定と逆算法による不連続面の強度推定の結果を比較して、より妥当と考えられる物性値を求めた。最終的には、この逆算法による手法とブロック理論によりアンカー工を効果的に施工することができ、本研究による強度推定法と組み合わせたブロック理論の有用性を実証することができた。

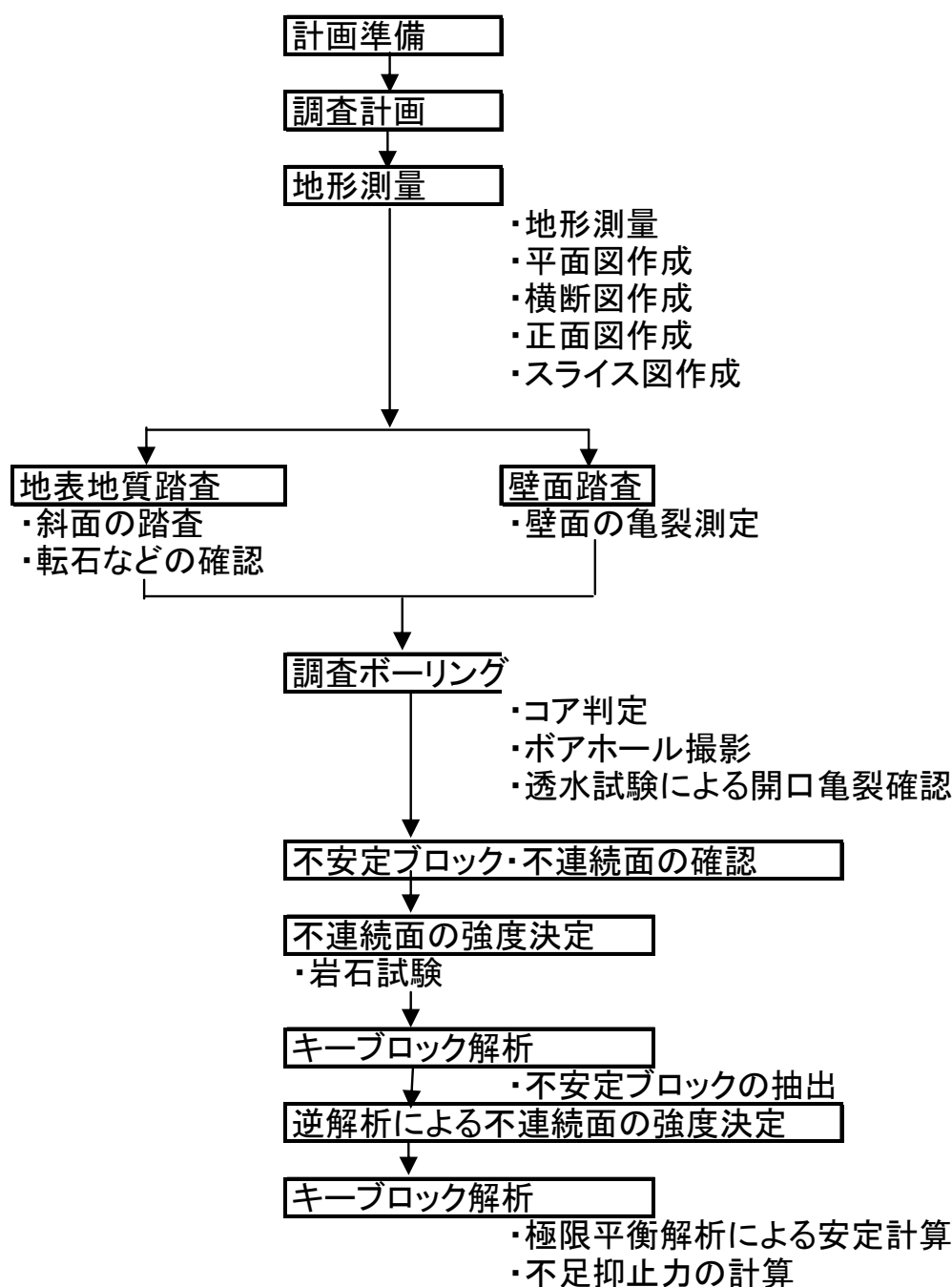


図 3.3.2 不連続性岩盤の調査および解析のフローチャート

### 3-3-2 地質および地質構造

対象となる現場の地質は、図 3.3.3 に示すように、中生代ジュラ紀およびそれ以前の川上層群に属する頁岩・砂岩・緑色岩類・チャート・石灰岩からなり、特に緑色岩とチャートが目立つものであった。洗掘に対する抵抗性が相対的に低い頁岩や緑色岩が優先的に洗掘され、抵抗性の大きなチャートが斜面上に残されることにより、チャートの岩壁が形成されたものと推定される構造であった。また、斜面の傾斜が 50～60 度の急傾斜斜面であり、一部はオーバーハングも見られる急崖となっている。この為、崖の一般的な崩壊形態であるトップリング、平面すべりあるいはクサビすべりが生じている。また、崩壊が生じた結果として転石・崩積土が斜面の一部を覆っており、これも不安定要素を形成している状態であった。不連続面を形成する層理は斜面に対して受け盤となっているが、これは斜面全体に対して安定に有利であり、急な崖を形成する原因にもなっている。

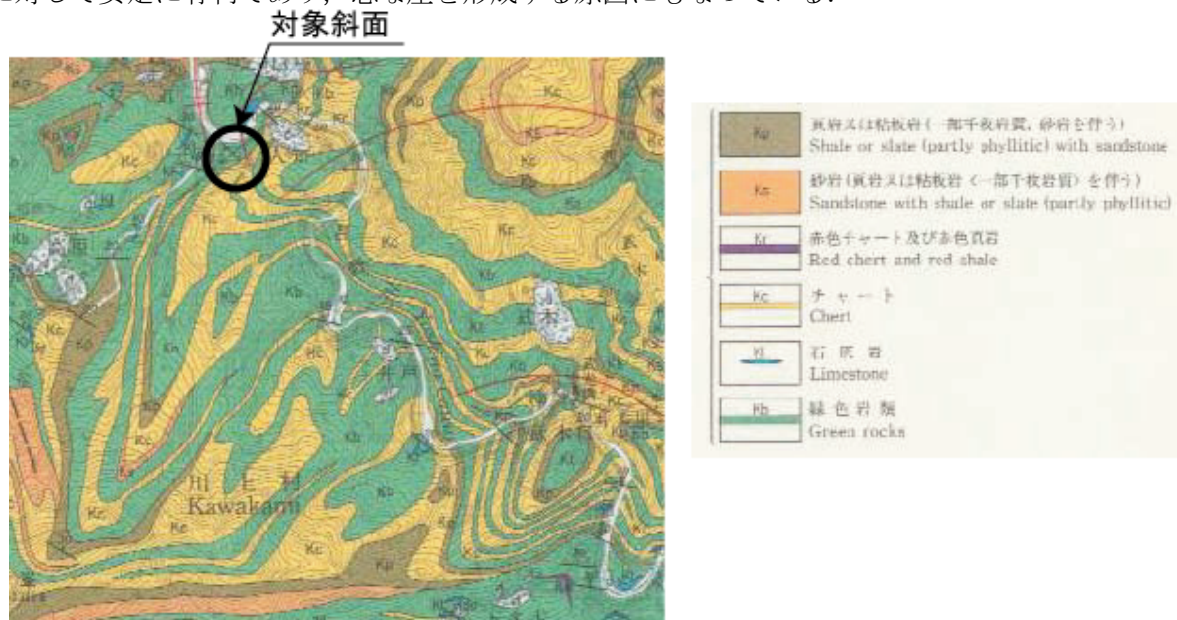


図 3.3.3 地質平面図 5 万分の 1 地質図「山上ヶ岳」<sup>23)</sup>

### 3-3-3 不連続面の幾何情報の取得

#### (1) 壁面踏査

図 3.3.4 に対象現場の平面図と高架橋の一般図を示す。高架橋の P2 橋脚の正面に対象の岩壁が存在する。不連続面の幾何情報取得は、平面測量と正面測量を実施して、両測量図を元にして、壁面踏査を実施することにより行った。壁面踏査に先立ち、踏査の基本資料として、図 3.3.5 に示すように平面測量と正面測量を実施した。また、5m ピッチで横断測量と高さ方向に 10m ピッチに平面スライス図を作成し、不連続面の位置情報を記入した。

壁面踏査結果である正面踏査結果図を図 3.3.6 に、横断図を図 3.3.7 に示す。



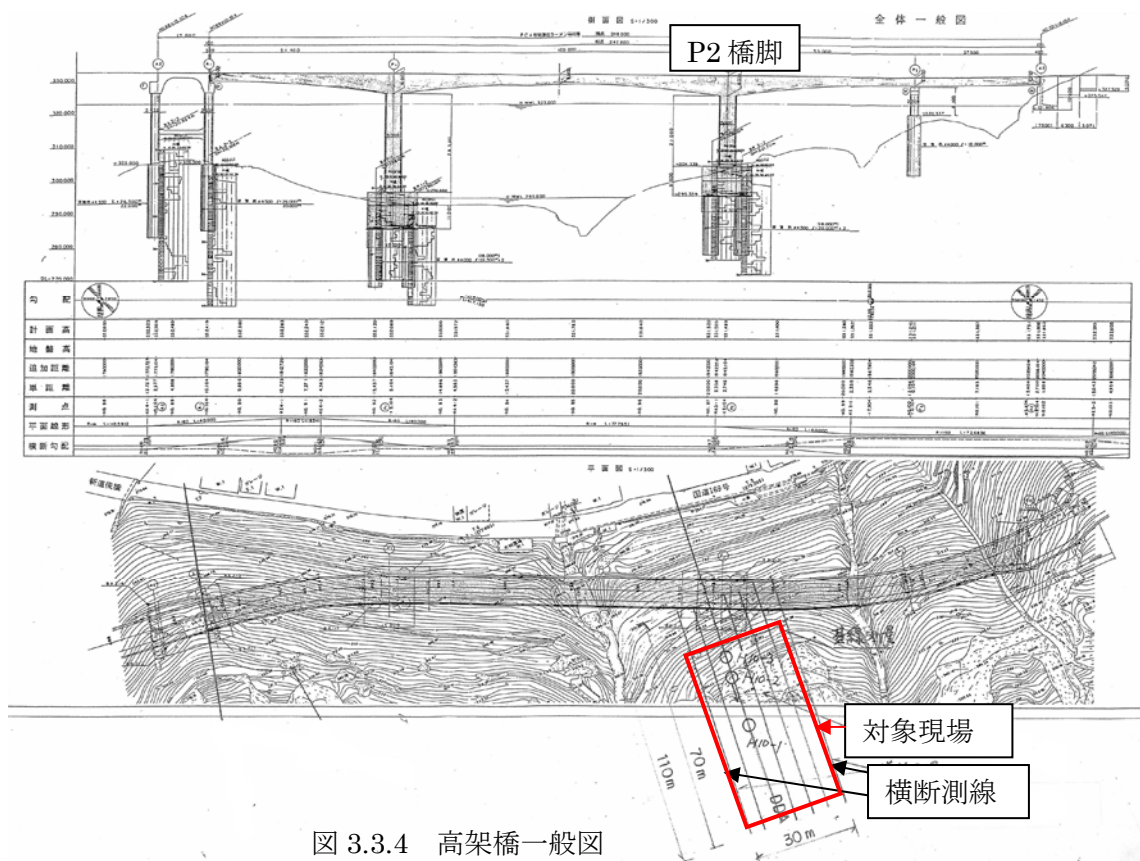


図 3.3.4 高架橋一般図

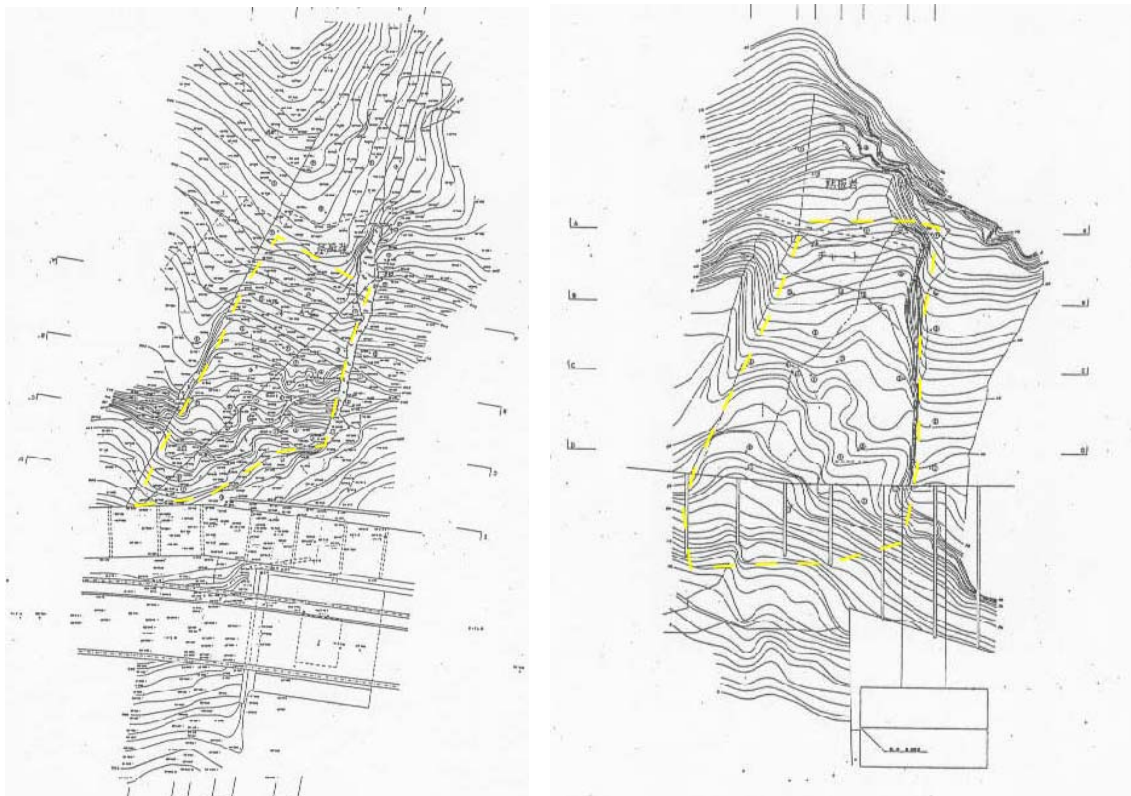


図 3.3.5 平面図

正面図

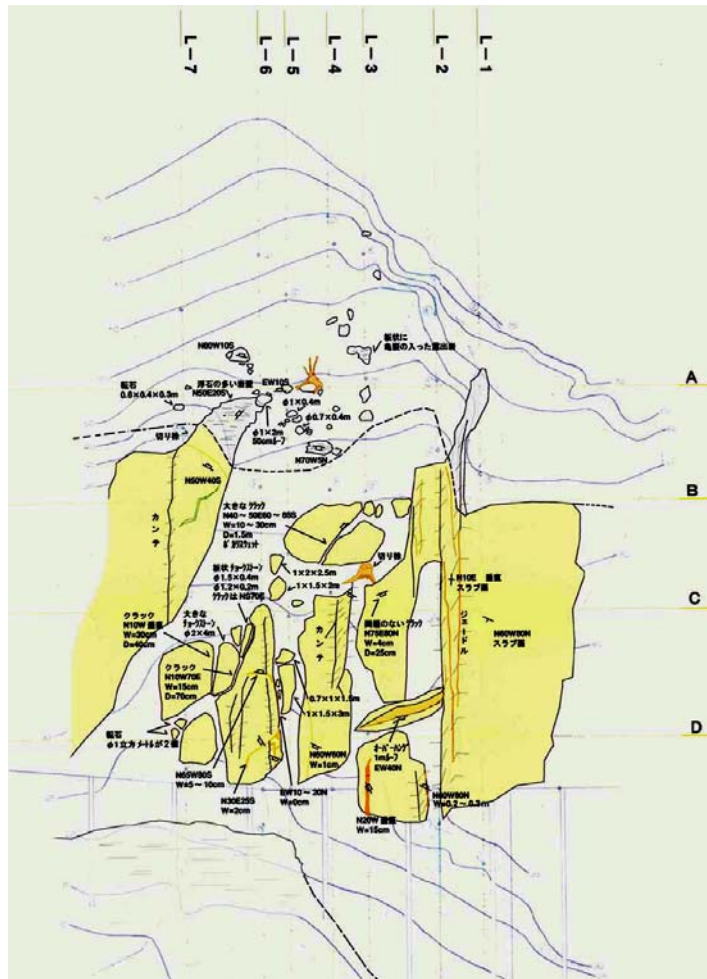


図 3.3.6 壁面踏査結果（正面図）



図 3.3.7 壁面踏査結果（横断図）



## (2) ボーリング調査結果

不連続面調査の内，地中の精密調査としてボーリング調査とボアホールカメラによる原位調査を実施した．

ボーリング調査とボアホールカメラ実施位置は図3.3.8の地質推定横断面図に示すとおりである．図3.3.9に，ボーリング調査，ボアホール調査により，発見された，30～50cmに及ぶ地中の開口亀裂データを示す．合計3本のボーリング孔すべてにおいて，図に示す深度で開口亀裂が確認された．壁面踏査結果およびボーリング調査によって得られたデータを元に，規模，走向・傾斜が一致するものを整理して，最終的に不連続面を決定した．

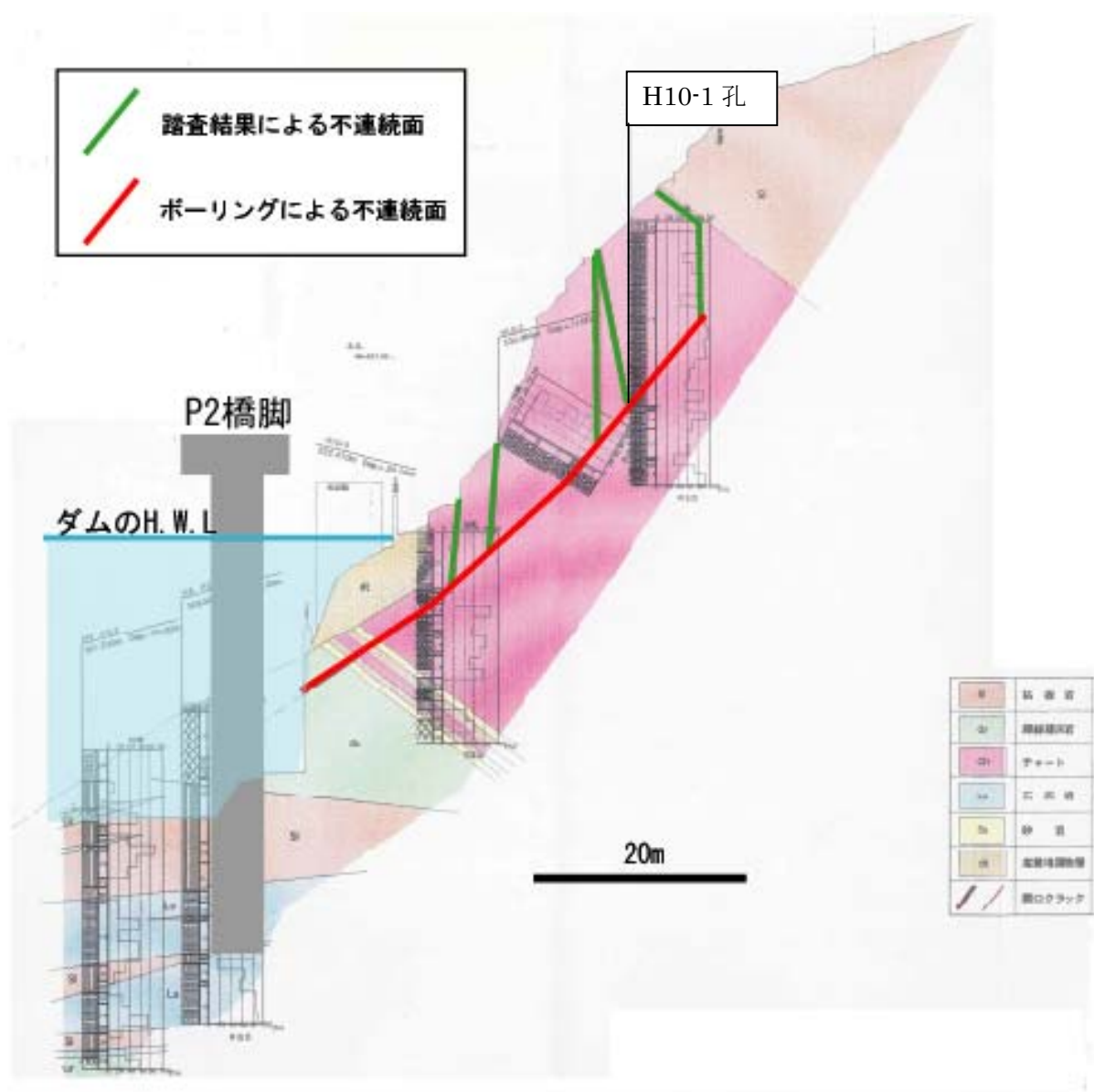


図 3.3.8 地質想定横断面図

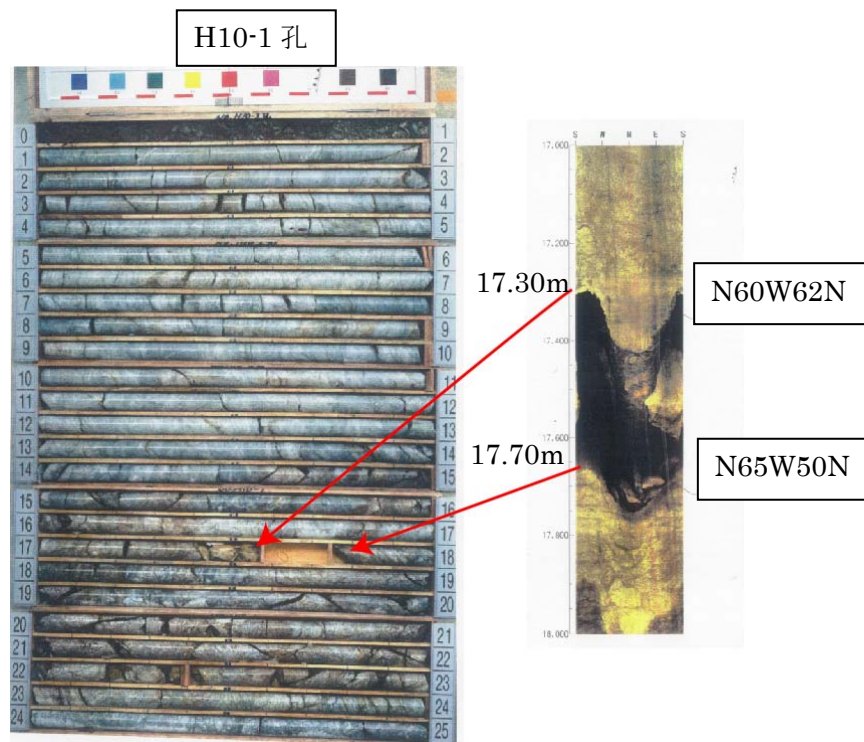


図 3.3.9 ボアホールカメラによる開口亀裂の調査

### 3-3-4 キーブロックの抽出

前節で得られた不連続面の幾何情報を元にブロック理論を用いて、不安定なキーブロックを抽出した。ブロック抽出は、自動化されたプログラムで実行した。結果の一部を図 3.3.10 にしめす。プログラムはステレオ解析を利用して実行された。

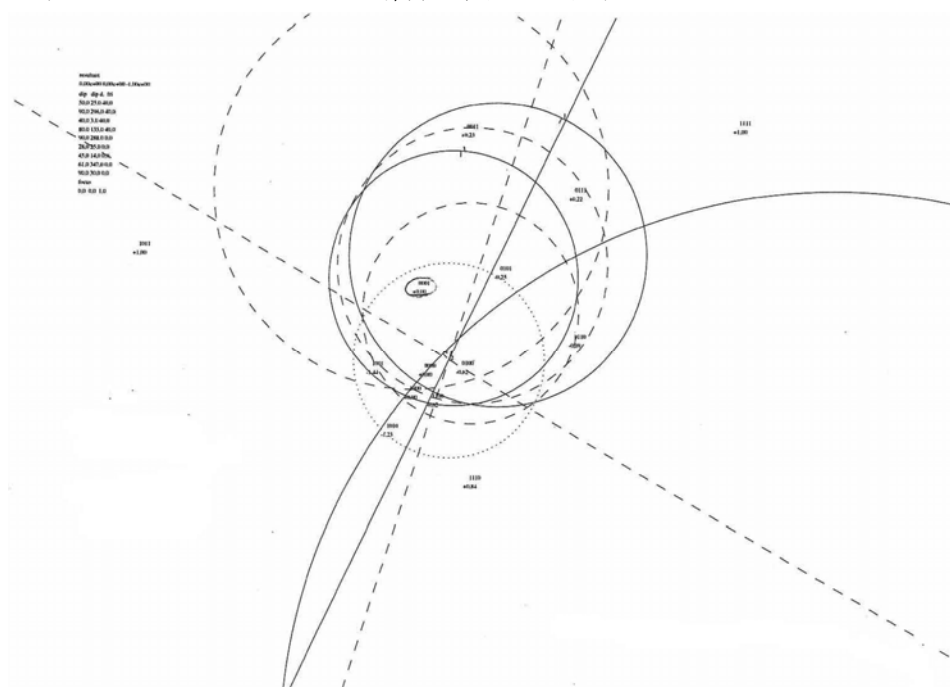


図 3.3.10 自動プログラムによるキーブロックの判定例

すべての不連続面を対象にした解析の結果、図 3.3.11 に示す 3 個のブロックが不安定となりうると判定された。

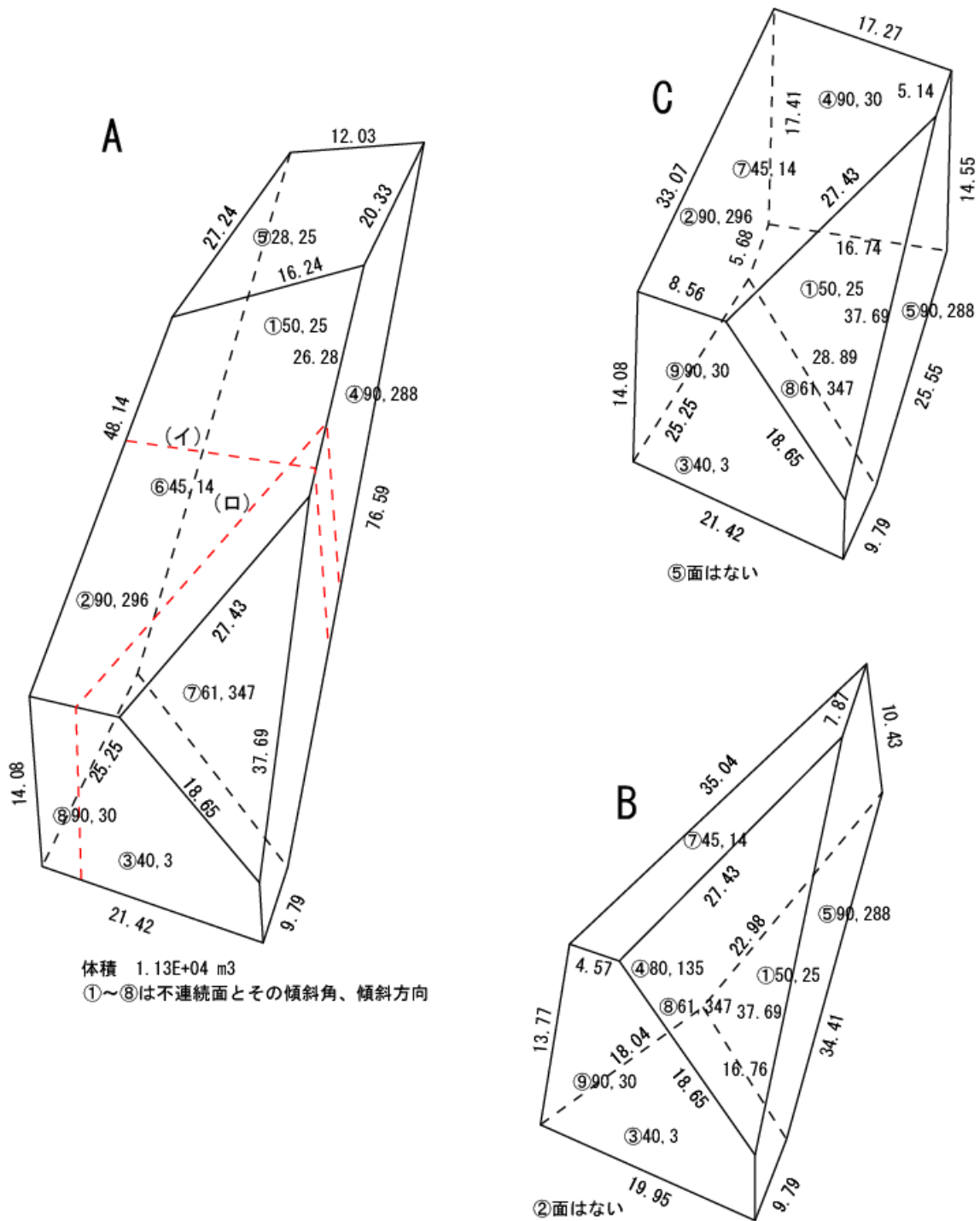


図 3.3.11 抽出されたキーブロック

### 3-3-5 不連続面強度の推定

#### (1)室内岩石試験による推定

弾性波速度とコアの超音波速度の比を使った低減方法から、対象とするチャートの潜在的な亀裂としての値は、 $c=2\text{MPa}$ 、 $\phi=39^\circ$  程度を得た。

#### (2)基本摩擦角試験による推定

ボーリングコアを用いた基本摩擦角試験すなわちチルト試験を実施した。図 3.3.12 に試験の容量を示す。値は $\phi_A = \tan^{-1}(1.155 \tan \alpha)$  によって求められ、結果より $\phi=35^\circ$  を得た。

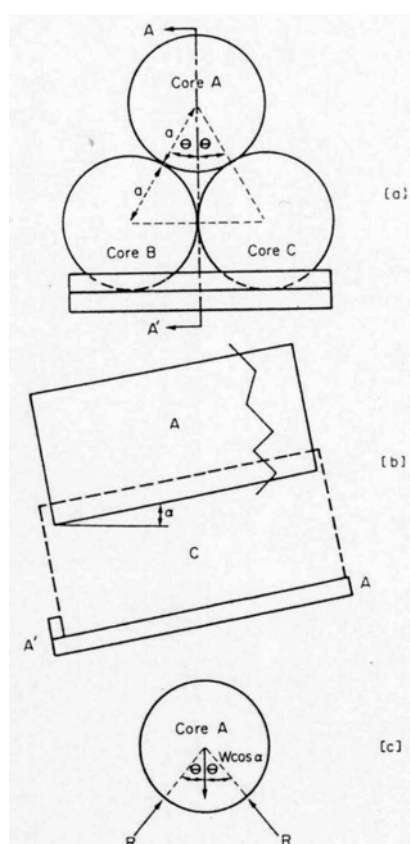


図 3.3.12 基本摩擦角試験概要

#### (3)不連続面の表面形状からの推定

図 3.3.12 に示した基本摩擦角試験により、求めた値 $\phi=35^\circ$  に、JRCにより求まる値約 $11^\circ$  を追加して、不連続面としての内部摩擦角 $46^\circ$  を得た。

### 3-3-6 対策工の設計

#### (1)設計手法

対策工の設計は、一般的には横断面を使った 2 次元図面上での安定解析によって行われる。しかしながら、当該現場は硬岩で不連続面が発達した岩盤であるため、表 3.3.1 に整理したように、ブロック理論状での極限平衡解析を用いて、所定の安全率 ( $F_s=1.1\sim 1.2$ ) に対して不足する抑止力を求めることとした。

表 3.3.1 ブロック理論の対策工設計への適用理由

対象場所	解析方法	選択理由
P2 橋脚	キープロック解析	①各ブロックが硬質で剛体運動をすること ②不連続面が 3 次元で複合していること ③平面・クサビすべりが主体なこと ④不連続面を決定論的に決定できること

#### (2)ブロック理論による極限平衡解析

すでに述べたように、壁面踏査及びボーリング調査により、不連続面を 3 次的に決定している。図 3.3.11 に示した C ブロックは移動可能であり、さらに C ブロックが安定した場合、他のブロックは移動しない構造になっていたために、C ブロックをキープロックとして考慮することにした。

設計条件は次のとおりであった。

単位体積重量  $2.60 \text{ kgf/cm}^3$ ，内部摩擦角  $46^\circ$ ，粘着力  $0 \text{ kgf/cm}^2$

計画安全率

ダム完成による地下水位の変化を想定して水圧を考慮した場合  $F_s=1.20$

地震を考慮した場合（設計水平震度  $\alpha=0.16$ ） $F_s=1.10$

地下水位は、ダムの完成により、周辺の水文環境が変化し、全体に地下水位が上昇することに加え、豪雨時などは、対象となるブロックの背面にも地下水位が形成されることがあり得ると判断した。地下水位の圧力は比較的大きな値になるので、斜面・ブロックに影響が大きい。

安定解析結果による抑止力の不足分を表 3.3.2 にまとめた。

表 3.3.2 ブロック解析による抑止不足力一覧表

ブロック 種別	単位体積 重量	現状 Fs=1.2	地震時 $\alpha$ 0.16 Fs=1.1	水圧考慮 Fs=1.2	不連続面強度		W	W'	A	粘着力負担分	不足力	
					$\phi$	C(tf/m <sup>2</sup> )	(tf)	(tf)	(m <sup>2</sup> )	(tf/m <sup>2</sup> )	(tf/m <sup>2</sup> )	
C	2.6	●			45	0	17472		344	0	175	
		●				5				1720	-1545	
		●				10				3440	-3265	
		●				25				8600	-8425	
		●			46	0	17472		344	0	-349	※1
		●				5				1720	-2069	
		●				10				3440	-3789	
		●				25				8600	-8949	
		●			50	0	17472		344	0	-2446	
		●				5				1720	-4166	
		●				10				3440	-5886	
		●				25				8600	-11046	
C	2.6		●		45	0	17472	17559	344	0	2634	
			●			5				1720	914	
			●			10				3440	-806	
			●			25				8600	-5966	
			●		46	0	17472	17559	344	0	2283	※2
			●			5				1720	563	
			●			10				3440	-1157	
			●			25				8600	-6317	
			●		50	0	17472	17559	344	0	351	
			●			5				1720	-1369	
			●			10				3440	-3089	
			●			25				8600	-8249	
C	2.6			●	45	0	17472	17708	344	0	4250	
				●		5				1720	2530	
				●		10				3440	810	
				●		25				8600	-4350	
				●	46	0	17472	17708	344	0	3896	※3
				●		5				1720	2176	
				●		10				3440	456	
				●		25				8600	-4704	
				●	50	0	17472	17708	344	0	2125	
				●		5				1720	405	
				●		10				3440	-1315	
				●		25				8600	-6475	

※1 印は、現状の安全率で、1.20 を満足していることを示している。

※2 印は、地震による不足力で、C ブロックについて 2283t 不足となる。

※3 印は、水圧による不足力で、C ブロックについて 3896t 不足となる。



### (3)対策工の設計・施工

前節で得られた抑止力不足分をアンカー工により導入することを計画した．計算結果により，効果的なアンカー工を実施することができた．アンカーの配置と断面を図 3.3.13 および図 3.3.14 に示した．

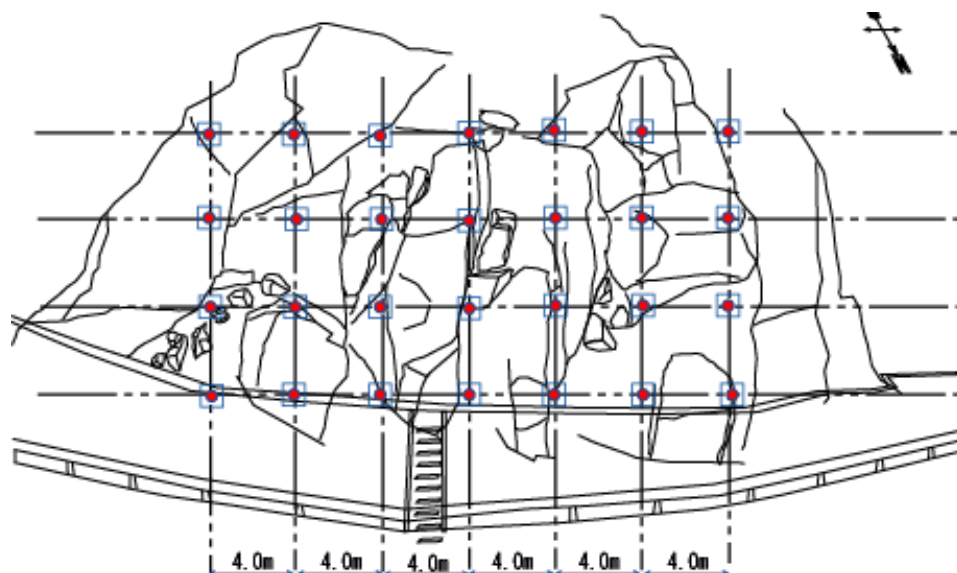


図 3.3.13 アンカー工配置図

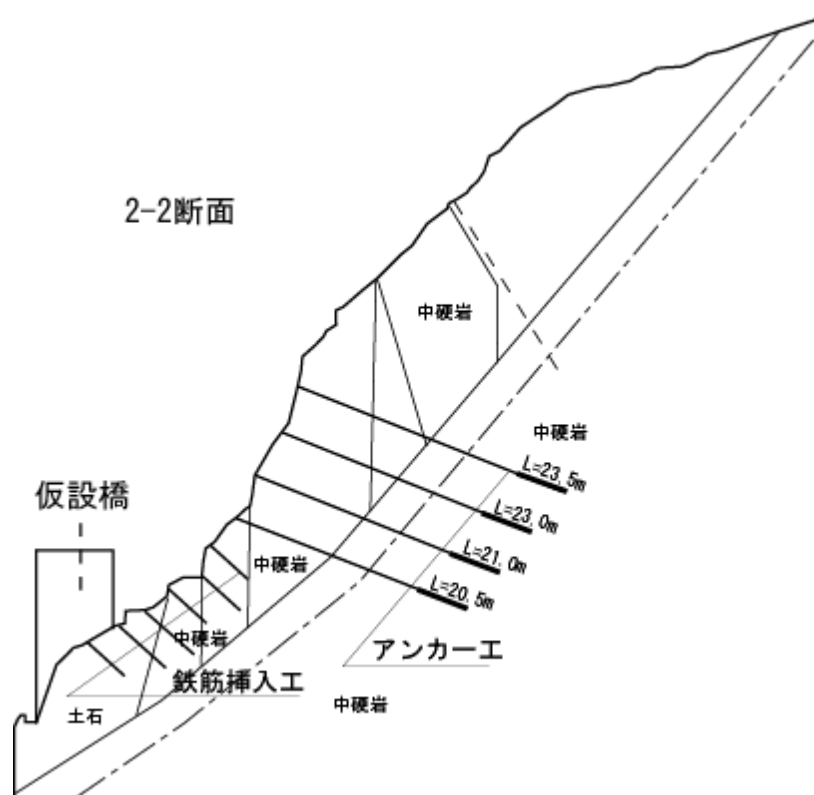


図 3.3.14 アンカー工の設計

アンカー工の実施に当たり、当該現場は不連続面の発達する硬岩であることから、岩体がブロック状になっているため、設計図どおりの施工が困難であり、図 3.3.15 に示すような配置で施工された。また、硬岩であるため、一般的にアンカーと併設されるのり枠は不要であり、図 3.3.16 に示すように、アンカーが岩盤に直接受圧された形になっている。



図 3.3.15 現場におけるアンカー配置



図 3.3.16 アンカー設置写真

### 3-4 トンネル工事におけるブロック解析適用例

本節では、不連続性岩盤におけるトンネル施工にブロック理論を適用するための研究に関して論じる。これまで、地下発電所や石油備蓄などの大地下空洞にブロック理論が適用され、合理的な支保設計に効果を発揮してきた例があることは本章のはじめに記述した。この手法を拡幅時の規模が地下空洞と同程度になる大断面のトンネルに適用すれば、トンネルにおいても合理的な支保設計が可能になると考えられる。前節までの議論において、本研究では移動可能なブロックの抽出だけでなく、不連続面の強度推定をも考慮したブロック理論の構築を試み、その有用性を実証した。ここでは、TBM(Tunnel Boring Machine)による先進導坑を施工した後、上半先進ベンチカット工法の NATM により本坑断面に拡幅したトンネルにおいて、先進した TBM 導坑において得られた不連続面情報を活用することで、信頼性の高いブロック抽出と不連続面強度推定法の組み合わせによる高精度の解析手法を適用した実例を通して、先見情報を利用した高信頼性ブロック理論の構築とその効果を検証した結果について記述する。

#### 3-4-1 トンネル工事概要<sup>24), 25)</sup>

図 3.4.1 は、第二名神高速道路（名古屋 - 神戸）の 栗東トンネルの位置を示す。その長さは 3800m で、名古屋と大阪・神戸を結び、山岳地域を通過している。図 3.4.2 に示すように、本トンネルは一車線あたり 3.75m の 3 車線で路肩 2.5m を確保した最大掘削幅 18m、縦横比 65% の扁平な形をした大断面トンネルである。TBM 導坑トンネルは、直径 5m で、主トンネルの中央部の天端近くに位置している。

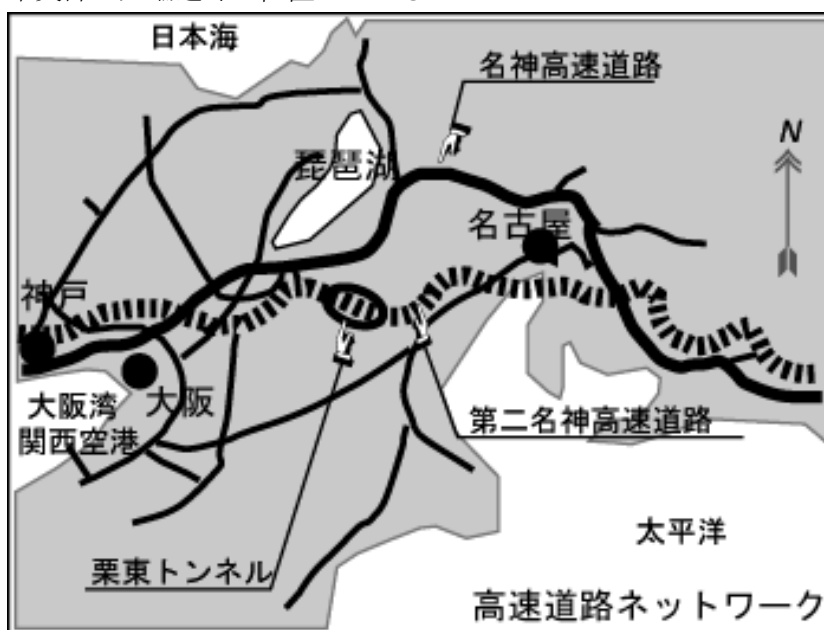


図 3.4.1 栗東トンネル位置図

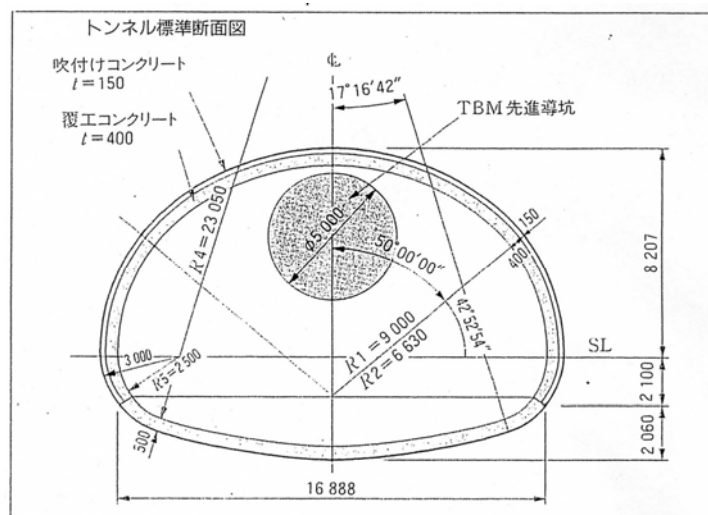


図 3.4.2 栗東トンネル標準断面

### 3-4-2 地質と不連続面の分布

栗東トンネルは、海拔 300m から 600m の山岳地域にあり、山の頂上付近は、比較的なだらかな傾斜となっているが、険しいV字谷がトンネルの周辺に沼と川として発達している。トンネルの通過部は地質学的にみて、主に白亜紀後期の新鮮硬質な田上花崗岩と呼ばれている黒雲母花崗岩から成り立っている。最大一軸圧縮強度は 1000MPa で、弾性波速度は 4.7km/sec 以上である。新鮮な岩体は新鮮硬質であるものの、図 3.4.3 の地質縦断図に示されるように、事前調査によっても、多くの小断層と亀裂が不連続面として存在していた。

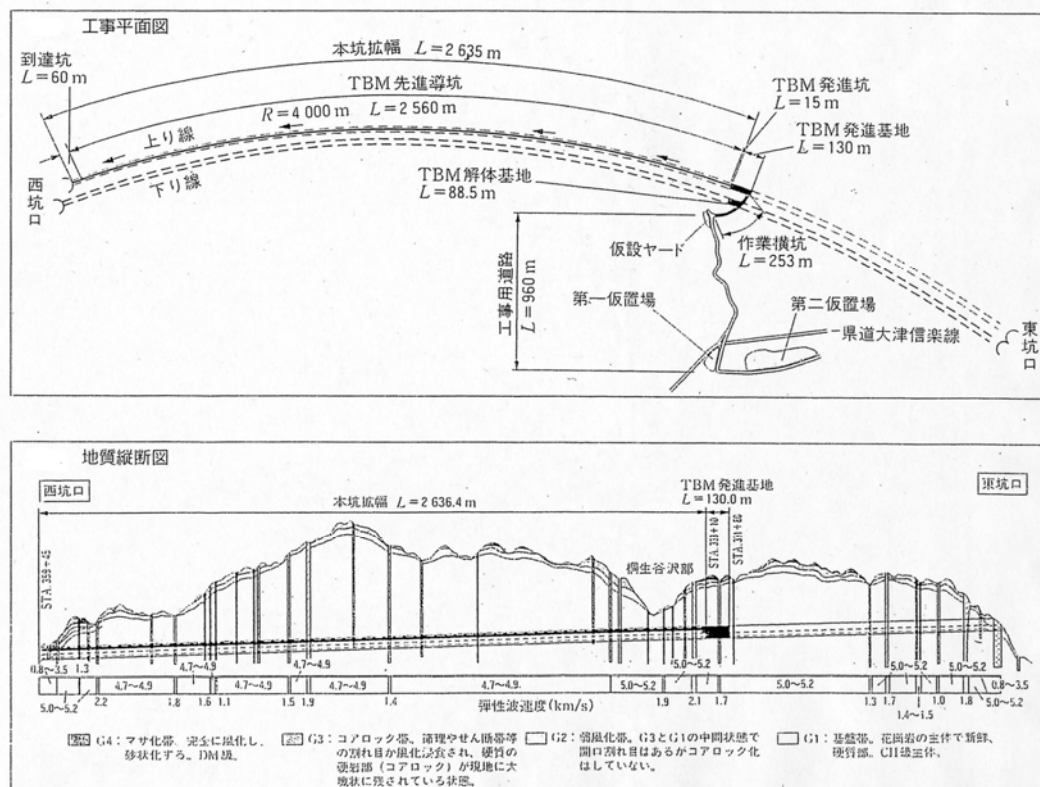


図 3.4.3 地質縦断図と不連続面の分布

### 3-4-3 TBN 先進導坑による大断面拡幅工法における不連続面幾何情報の取得

栗東トンネルの施工手順は、図 3.4.4 に示すように、最初に TBM 導坑トンネルが掘削され、その後主トンネルは NATM 工法で拡幅されるが、主トンネルを掘削する前に、標準支保パターンが TBM 掘削の実績値に基づいて設計される。断面が大きいため、事前調査による設計では不十分な事があり、TBM 掘削時に得られる岩盤の強度などの情報に基づいて、再設計されると同時に、TBM 導坑トンネルの坑壁から得た不連続断面情報を解析することにより、標準支保だけでは不安定となるキーブロックを抽出する。主トンネル形状に対して不安定となると予測されたブロックは、主トンネルの掘削の前に追加支保対策が施工される。図 3.4.5 に、TBM 導坑坑壁の観察により得られた不連続面の幾何情報の例を示す。

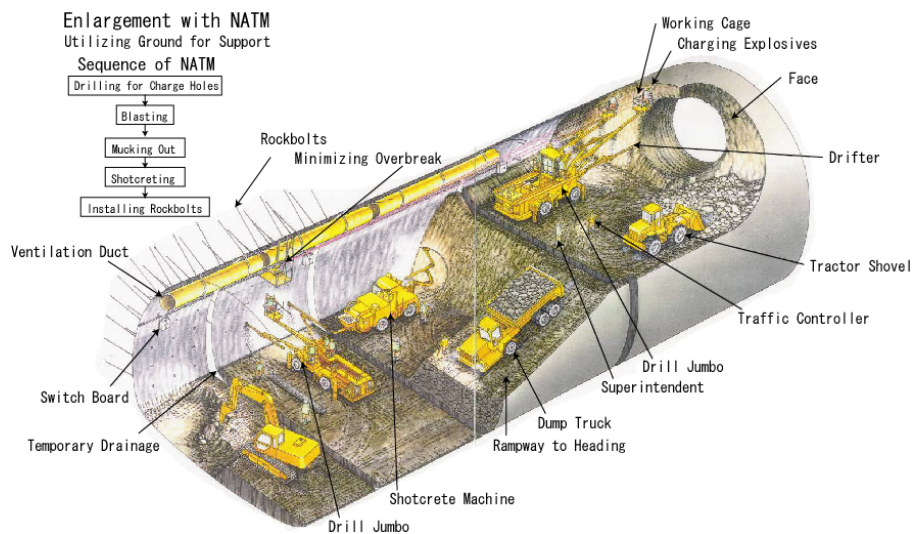


図 3.4.4 TBM 拡幅工法の手順概要

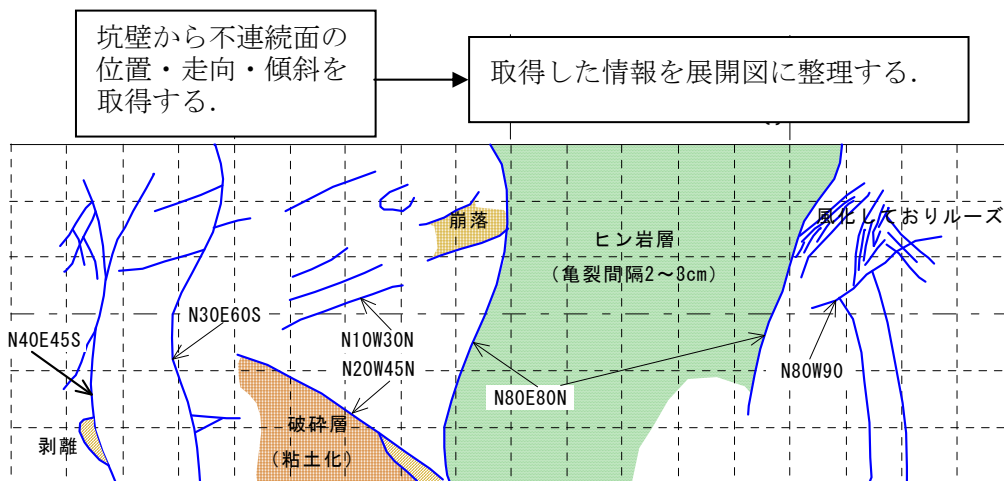


図 3.4.5 TBM 坑壁からの不連続面情報取得



### 3-4-4 TBM 先進導坑による不連続面幾何情報の取得

前節で取得した不連続面情報を解析に利用する際に、同様に重要な強度情報が必要である。本トンネルでは、表 3.4.1 に示す方法で、 $c$ 、 $\phi$  を推定し、採用値を決定した。

表において TBM 導坑内での、逆算法について述べる。

表 3.4.1 不連続面の強度推定

TBM 導坑施工時にキーブロックで崩落した場所で $C=0$ と仮定し、逆解析で $\phi$ を算定。	キーブロックを用いて基本摩擦角試験を実施。	花崗岩地山に分布する破碎帯（粘土質）の $C$ 、 $\phi$ 文献調査
$\phi = 37$	$\phi = 39.8$	$C = 0 \sim 2$ 、 $\phi = 20 \sim 35$
粘土介在物無し： $C = 0$ 、 $\phi = 37$ 粘土介在物有り： $C = 2$ 、 $\phi = 30$		

TBM トンネル掘削中に、図 3.4.6 に示すような小さなブロック崩壊が見られたので、図 3.4.8 に示すように、キーブロックプログラムを使用して逆算法により強度を推定した。図 3.4.7 に  $c$ - $\phi$  相関図としてまとめた。TBM 導坑の坑壁から落下したブロックにおいて、極限平衡解析による安全率が、 $F_s=1.0$  以下であることは理解されるが、実際にどの程度か知ることは困難であるため、 $F_s=1.0$  と  $0.5$  の場合を試算した。

$F_s=1.0$  とした場合、 $\phi=40^\circ$  で、粘着力が  $2\text{kPa}(0.2\text{tf/m}^2)$  考慮でき、 $F_s=0.5$  とした場合は、 $\phi=20^\circ$  で、粘着力が  $1\text{kPa}(0.1\text{tf/m}^2)$  考慮できる。

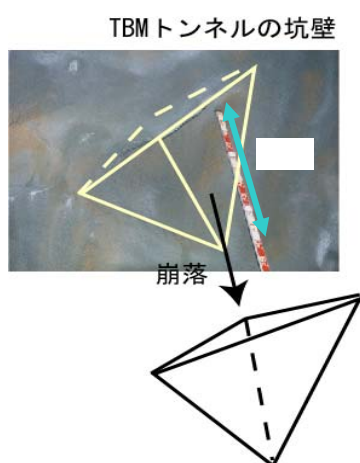


図 3.4.6 坑壁からの小崩壊

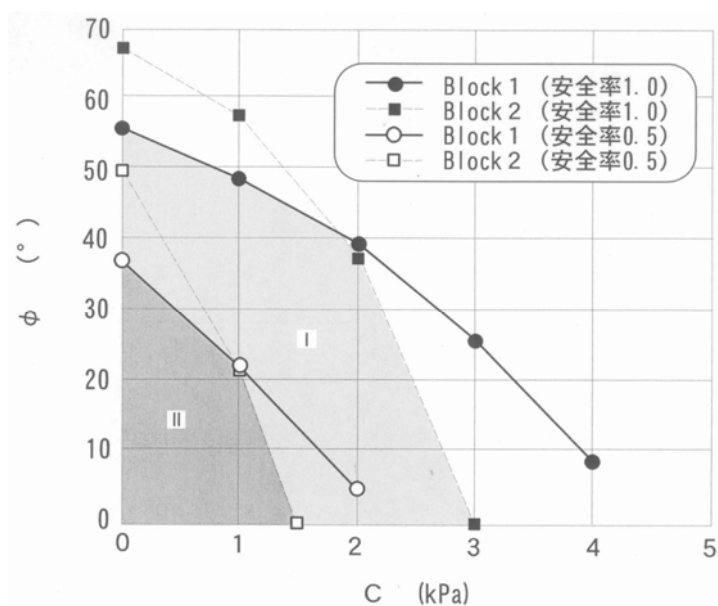


図 3.4.7  $c$ - $\phi$  相関図



Block 1 : STA. 346+89 トンネル右肩部  
 Block 2 : STA. 345+45 トンネル左肩部  
 Block 1, 2を構成する亀裂面はいずれも粘土等の介在物はない。

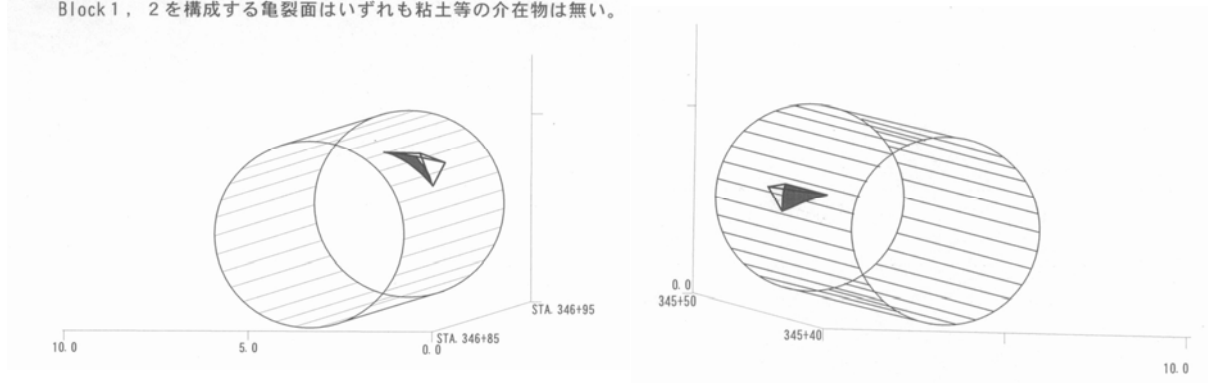


図 3.4.8 逆算に使用したブロックの形状

### 3-4-5 ブロック解析による追加支保の設計

TBM 拡幅工法に適したトンネル用キープブロック解析プログラムを新たに開発した\*\*\*). 栗東トンネルにおいて、プログラムを使用し、キープブロックを抽出した。

栗東トンネルにおける設計のフローを図 3.4.9 に示す。

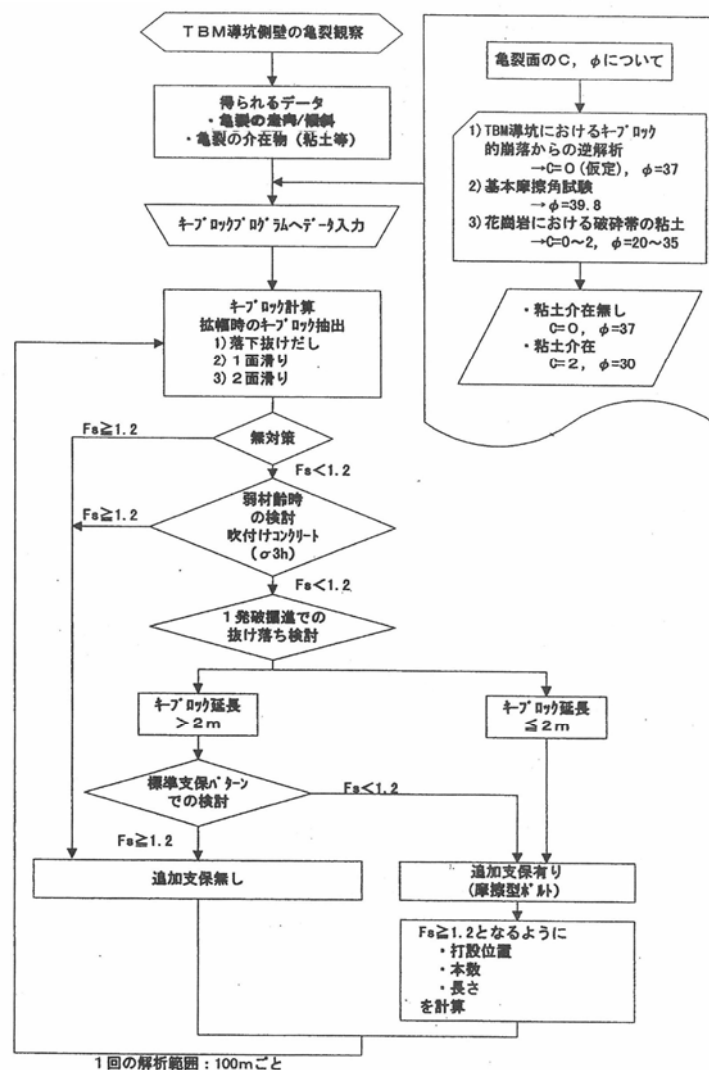


図 3.4.9  
 栗東トンネルにおける  
 追加支保対策フローチャート

(1) 不連続面データの入力 (図 3. 4. 9)  
 前節で取得した幾何情報をプログラム 26) に入力する。

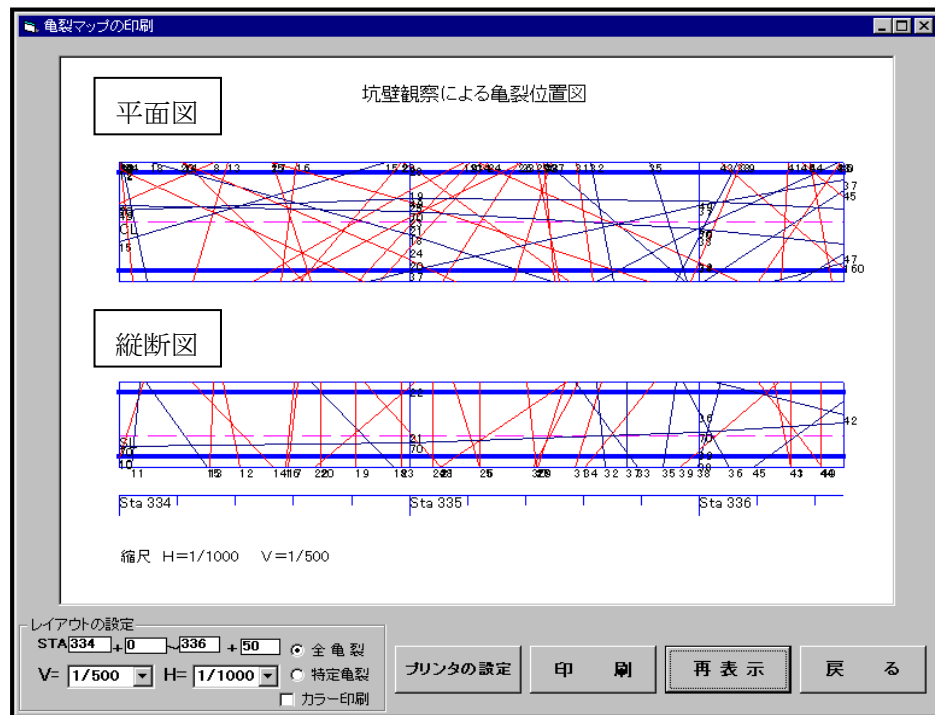


図 3. 4. 9 不連続面の入力データ

(2) 不安定ブロックの抽出 (図 3. 4. 10)

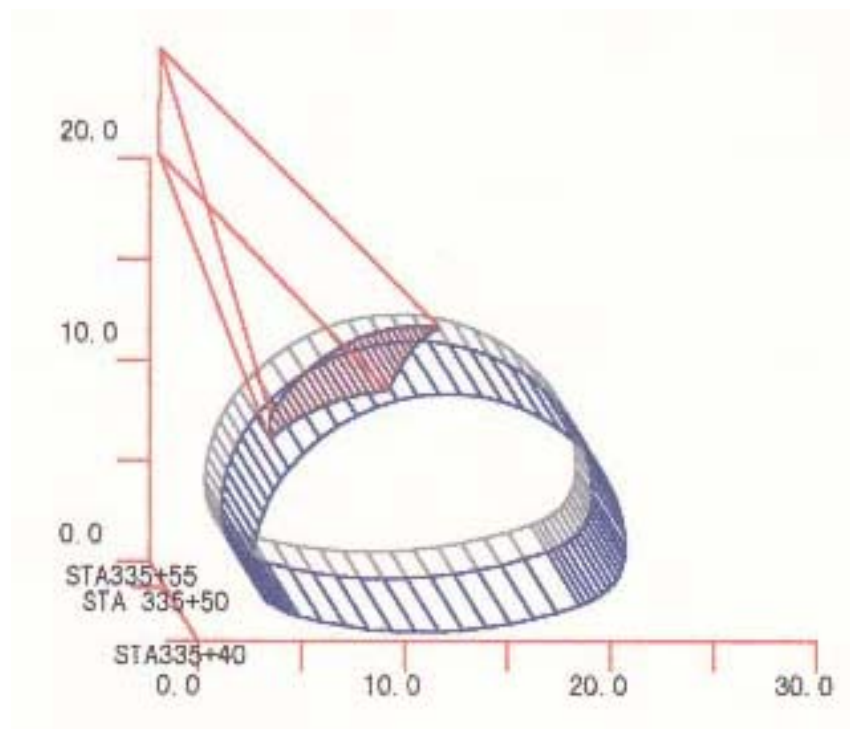


図 3. 4. 9 抽出された不安定ブロック

### (3) ブロック解析

抽出した移動可能ブロックについて、不連続面の強度を与えて、安全率  $F_s=1.2$  に対して、不安定なブロックについて、不足力を算出した。

キーブロック解析は、栗東トンネルの 2.6km 区間に適用された。この結果、38 個のキーブロックが発見され、その中で、7 箇所のキーブロックが、標準支保工によって支持できず、不安定になると判定された。図 3. 4. 10 にこれらの 7 個のキーブロックの位置と形状を示す。これらの 7 個のキーブロックは、ほとんどが上方に細くて鋭角な形状をしていることがわかる。これは、分布する不連続面の傾斜が鉛直に近いものが卓越していることに由来している。

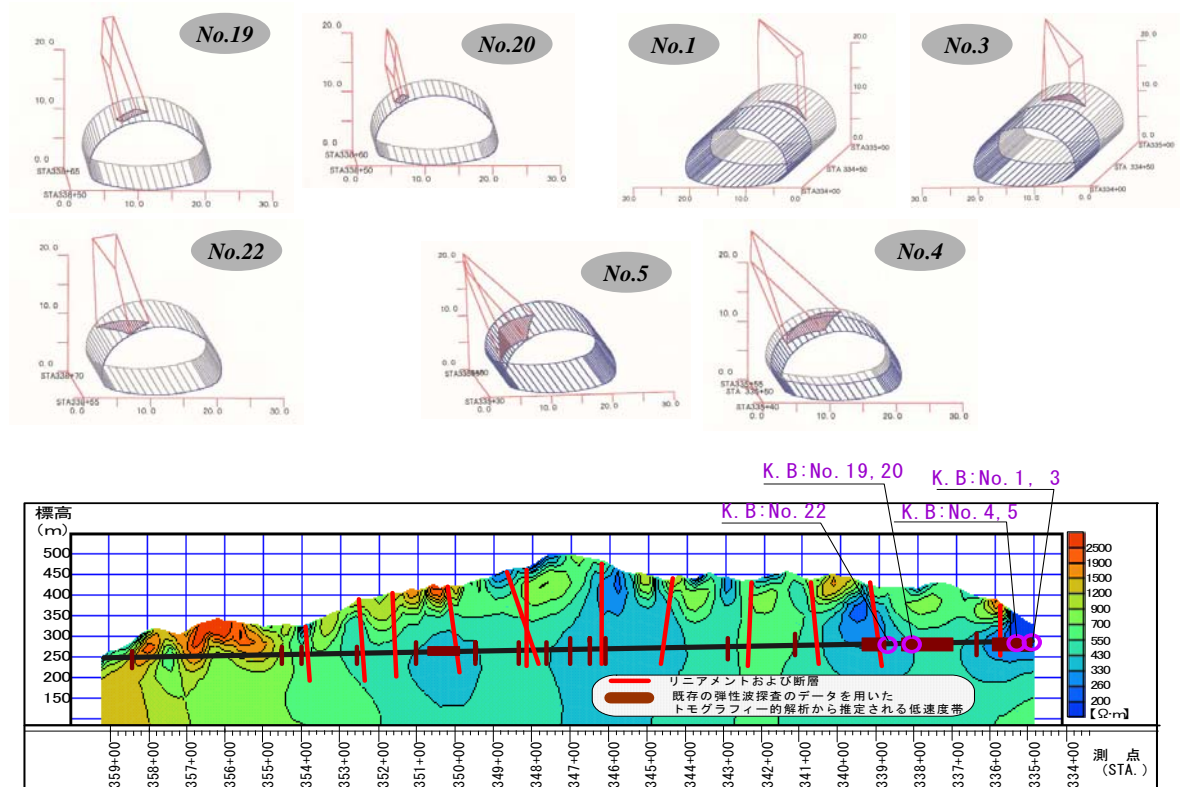


図 3. 4. 10 抽出された 7 個の不安定ブロックの形状と位置（縦断面図）

### (4) 追加補強対策の設計（図 3. 4. 11）

キーブロック解析の結果に基づいて、拡幅掘削の前に、7 個のキーブロックに対して、TBM 導坑の内部から、追加補強対策工が実施された。図 3. 4. 11 には、No. 4 不安定ブロックに 4 本のロックボルトを導入した事例を示す。

対策工の材料については、摩擦型のロックボルト（スエレックス）を使用した。普通のロックボルトに比較して、不連続面に沿ったせん断力に対してより大きな抵抗を導入できる。ロックボルトの長さは、キーブロックを安定した部分の地山に固定し、安定性を確保できるように設計された。

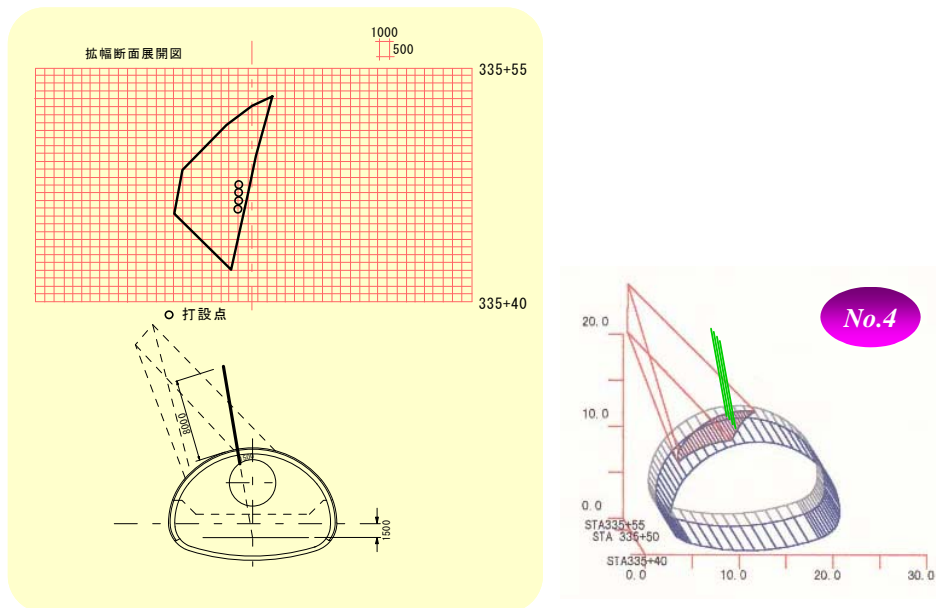


図 3.4.11 追加対策工の設計

### 3-4-6 ブロック解析を使用した追加支保設計の効果確認

本手法の有効性は、拡幅によって天端に残るトンネル上部の No.3 キーブロックが、摩擦型ロックボルトにより十分な安全率を持って支持されていたのに対して、無対策部分が拡幅工事に際して、不連続断面に沿って落下したことで検証された。対策工により支持された部分と無対策で落下したブロック下部の概要を図 3.4.12 に示す。

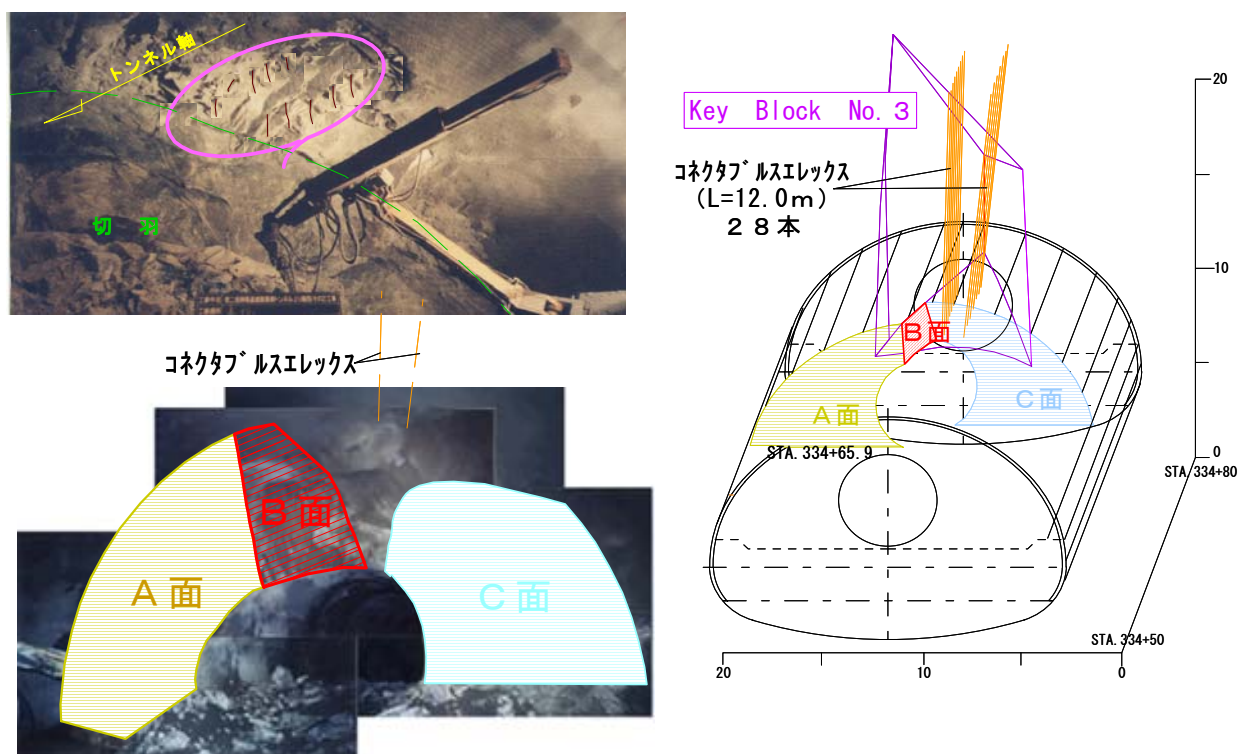


図 3.4.12 無対策により落下したキーブロック

### 3-5 第3章のまとめ

本章では、不連続面によって形成されるブロックの移動可能性に着目し、崩壊の可能性のあるキーブロックの安定性を図る支保設計を行うことで、岩体全体を安定させる設計を可能とするブロック理論に着目し、不連続性岩盤対策の設計手法として適用させるための研究に取り組み、次のような成果を得ることができた。

(1) 岩盤内に存在する不連続面と土木工事により生じる人工斜面やトンネル切羽などの自由面の3次元幾何学関係を評価して、岩盤内に生じる岩盤ブロックを抽出し、その安定性を考察するブロック理論に対して、不連続面の強度定数の推定法に関する考察を行った。その結果、原位置試験あるいは室内試験に基づく算定法に代わり、ブロック理論を使って3次元的に不安定ブロックの強度を推定する方法を構築した。さらに本手法を斜面及びトンネルの施工現場に適用し、適切なアンカー工の設計方法として有用であることを実証した。

(2) 大断面のトンネルの施工にブロック理論を適用するに当たり、TBM導坑トンネルから得られる先験情報を活用した信頼性の高い不連続面の抽出とキーブロック解析プログラムを開発し、さらにその先験情報を用いた不連続面の強度推定法を組み入れることで、吹き付けコンクリートあるいはロックボルトなどの追加支保工の設計の合理的手法を構築した。また、本手法を実際のトンネルの施工現場に適用し、その効果を実証した。

## 参考文献

- 1) 中井卓巳, 上山高史, 恩田耕平: ブロック理論を用いた岩盤崩壊対策工の実例, 全地連「技術フォーラム'97」講演集, pp221-224, 1997
- 2) 手塚昌信: 大規模岩盤地下空洞の合理的な設計施工に関する研究, 博士論文, 1999
- 3) Shi, Gen-hua, Goodman, R.E.: A new concept for support of underground and surface excavations in discontinuous rock based on a keystone principle, Proc. 22nd U.S. Symposium on Rock Mechanics, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass., pp.290-296, 1981
- 4) Goodman, R.E., Shi, Gen-hua: Block theory and its application to rock engineering, Prentice-hall, Inc., 1985
- 5) グッドマン, R.E., シー, G.H. (吉中龍之進・大西有三訳)「ブロック理論と岩盤工学への応用」, 土木工学社, 1992
- 6) 西村毅: ブロック理論概説, 不連続性地山におけるトンネル支保設計に関する研究-キープロック理論の適用-, 高速道路技術センター, 2000
- 7) 中井卓巳: 不連続面解析に必要な情報とその取得方法, 不連続性地山におけるトンネル支保設計に関する研究-キープロック理論の適用-, 高速道路技術センター, 2000
- 8) 島内哲哉, 中井卓巳: 不連続性岩盤の調査・解析と評価 不連続面の調査と評価(その 2) 土と基礎 Vol.48-3, pp55-60, 2000
- 9) 日本道路公団 設計要領 第一集 (土工)
- 10) 地盤工学会 N 値と  $c \cdot \phi$  の活用法, 1998
- 11) 道路橋示方書・同解説, IV 下部構造編, 2002
- 12) 日本道路公団 設計要領 第二集 (橋梁・擁壁・カルバート)
- 13) 桜井春輔: 不連続岩盤の力学定数の推定法, 岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集
- 14) Barton, N.: The shear strength of rock and rock joints, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 13, 255-279, 1976
- 15) Barton, N., Choubey, V.: The shear strength of rock joints in theory and practice, Rock Mechanics, Vol. 10, pp1-54, 1977
- 16) Barton, N. (伊藤淳訳): ノルウェートンネル工法 (NMT) の概要, トンネルと地下, Vol. 26, No.2, pp37-51, 1995
- 17) Barton, N.R., Bandis, S.C.: Effect of block size on the shear behavior of jointed rock. 23rd U.S. Symp. on rock mechanics, Berkeley, pp739~760, 1982
- 18) 土木学会: 岩盤斜面の調査と対策, 1999
- 19) 大西有三・矢野隆夫・岩本宏・西川直人: 岩石一面せん断試験装置およびラフネス計測装置の開発・研究とその変遷 土木学会論文集 No.645/III、2000
- 20) Tse, R., Cruden, D. M.: Estimating Joint Roughness Coefficients, Int. J. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol.16, pp303-307, 1979



- 21) Stimpson, B. : A Suggested Technique for Determining the Basic Friction Angle of Rock Surfaces Using Core, Int. J. Rock Mech. Min. Sci and Geomech. Abstr., Vol.18, pp63~65, 1980
- 22) CD 版岩盤崩壊の考え方 土木学会 岩盤崩落問題研究小委員会大西有三委員長編, 2003(出版予定)
- 23) 山上ヶ岳 5 万分の 1 地質図 産業技術総合研究所 地質調査総合センター, 1989
- 24) Hiroshi Niida and Yoshiharu Tanaka “The verification of support structure at the hard granite in the large section tunnel –The 2nd Meishin highway, Ritto tunnel–“ Tonneru to Chika, vol.30, no.1, pp25-34,1999 (Japanese)
- 25) Ohnishi, Y., Niida, H., Ryu, M.& Nakai, T.:An Application of Key Block Analysis to Large Section Tunnel Excavation, Fourth International Conference on Analysis of Discontinuous Deformation, pp357-365, 2001
- 26) 大西有三, 仁井田洋, 岩崎正規, 西村匠史, 中井卓巳, 龍明治, 田中義晴:岩盤性状解析方法, 岩盤性状解析方法を用いるトンネル施工工法, および, トンネル施工支援システム, 特許第 3449547 号

## 第4章 不連続性岩盤の挙動監視システムの研究

本章では、不連続性岩盤の挙動を監視するための計測システムの研究について論じる。不連続性岩盤を対象とする施工における計測の重要性は序章でも議論したとおりである。特に近年では、施工時の安全性の向上と人的・経済的および時間的コストの削減のために、工程の様々な部分での効率化が図られており、施工に要するコストをできるだけ減らすための様々な工夫がなされている。こうした中で、最近では情報化施工という考えが普及してきている。情報化施工とは、施工の各段階において常時必要な項目を計測し、その結果を判断して施工方法や設計に適切な処置を施す、というものである。とりわけ不連続性岩盤を対象としたトンネルの施工では、地形、地質、地下水など様々な要因の影響を受け、施工前にそれらの特性を完全に把握することは極めて困難である。最近では調査や試験技術、解析手法の進歩によってかなり正確な予想が可能となってきたが、いまだ十分であるとはいいがたく、施工段階で予想しなかった地山挙動に悩まされることが少なくない。したがって、地山の安定性の評価を行い、施工を円滑に進めるためには施工中の調査や計測が重要となってくる。

そこで、本論文では不連続性岩盤の動態観測にデジタルカメラを用いた精密写真測量手法を適用する研究について論じる。本研究では、画像解析手法に、初期近似値を与えてすべての未知数を解くセルフキャリブレーション付きバンドル調整法<sup>1),2)</sup>を導入する。また基準点は、従来の写真測量には必要であったが、本研究では、基準点を必要としないフリーネットワーク法<sup>3),4)</sup>を用いる。デジタルカメラを用いた本手法に必要な機器はデジタルカメラとコンピュータであり、計測を短時間で容易に済ませることが可能であるという利点をもつ。この計測手法の基礎となっているのは航空写真測量であり、重複させたステレオ画像から地形図を作ることを目的としていた。その技術が地図を離れ、岩盤などの3次元形状の再現を目的としたものが、いわゆる地上近接写真測量である。写真画像のステレオ実体視を切羽観察に用いることそのものは1960年代から行われているが、従来のアナログ写真では処理に時間を要するため、施工の流れの中で利用できるものではなく、あくまで現場での実地観測の補助的なものにすぎなかった。しかし近年、デジタルカメラやコンピュータが高性能化し、普及したことにより、容易に安価でこの方法を利用できるようになった。本研究の目的は、不連続性岩盤の動態観測にデジタルカメラを用いた精密写真測量手法を適用するための課題の解決である。それは、前章で議論した不連続性岩盤の解析技術と組み合わせた動態観測のための課題であり、不連続面の動きをモニタリングするための多数の計測点を迅速かつ高精度に計測するための技術開発である。

本研究の課題を具体的に論じるために、図4.1.1に不連続性岩盤の動態観測によって得られる効果を示す。図4.1.1において白丸で示されているのは計測点であり、各計測点の変位をモニタリングすることにより、不連続面によって発生した岩盤ブロックの挙動を把握することができる。第3章において、キーブロック解析により効果的に不連続性岩盤に対す

る施工を講じることが可能になった。しかしながら、その対策の効果あるいは対策を行わなかった箇所の安定性をモニタリングすることによって、前章で議論した解析技術の効果が最大限に発揮できる。

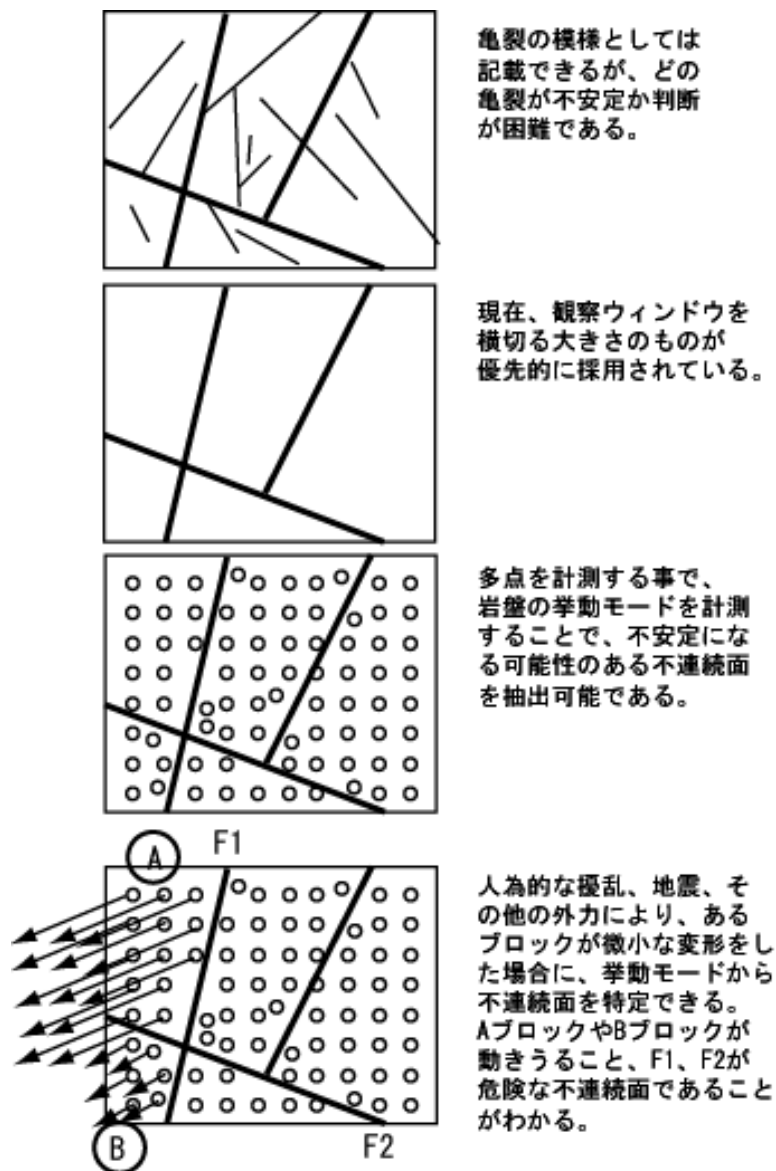


図 4.1.1 不連続性岩盤の動態観測の効果

このための多数の計測点を計測するために画像を利用した計測手法である精密写真測量技術を適用するのであるが、これまで適用されてきた工業製品の計測とは異なり、広範囲の計測対象を効率的に計測する必要がある。例えばトンネルにおいては、図 4.1.2 に示すように 1 断面の計測においても楕円で囲んだ部分が 1 つの画像で捉えられる計測範囲であり、1 断面の挙動を把握するためには各計測範囲を重ね合わせた形で分割する必要がある。それはトンネルの軸方向に対しても同様であり、各分割された撮影箇所に対していくつかの方

向から撮影された複数枚の画像を取得するために、画像枚数が極端に多くなり、リアルタイムの解析が困難になる課題を抱えている。

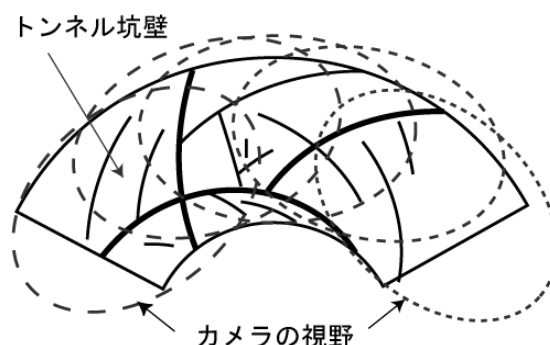


図 4.1.2 トンネルの計測での断面の分割の概念

これまで研究されてきた精密写真測量は、計測点の座標あるいはカメラの位置や撮影姿勢を未知数として設定し、その未知数を近似値と補正量に分け、最小二乗法により補正量を求める手法である。したがって、近似値はできるだけ未知数として設定される値に近いものが必要である。工業製品の計測では、これら近似値の取得は容易であり、近似値取得作業を含めて迅速な計測が可能であった。しかしながら、多数の計測点だけでなく、多数の撮影位置と姿勢を未知数にした場合、それらの近似値取得は困難なものとなる。これを解決するために撮影位置と姿勢の近似値をあらかじめ求めておくことも可能であるが、撮影時に精度の良い撮影位置と姿勢を求める、あるいは毎回決まった位置からの撮影方法を行うという作業は精密写真測量の利点の一つである簡便な計測で多数の計測点の変位を求めることが出来るという特徴を活かすことができないことになる。また、不連続性岩盤の挙動を捉えるためにはリアルタイムで計測結果を把握することが必要であり、近似値をあらかじめ必要とする解析手法は適用できないことになる。本研究は、この課題を解決し、多数点の計測点を多数の画像に撮影した場合でも、近似値取得作業を簡便に行うことができ、なおかつリアルタイムでの計測を可能にする技術の開発に取り組み、不安定な岩盤ブロックに対する対策工の効果をモニタリングする技術として精密写真測量に注目し、広範囲の計測対象を効率的に計測するための手法考案した。具体的には、一つの計測区間の結果を利用して隣接する区間の計測を順次行っていく後方交会法と前方交会法を開発した。その結果、対象を多数の計測区間に分割しても、各計測区間の結果をリアルタイムに統合することができる技術が完成され、デジタル画像を用いて施工中の岩盤の安定性を面的に計測できることを明らかにした。

本章ではまず、不連続性岩盤の動態観測に適用する精密写真測量手法の特徴および理論について述べ、断層を含む地山に施工された供用中のトンネルが、4車線化工事によりその近傍に併設して施工されるトンネル工事によってどのような影響を受けるのかを測定した事例<sup>5)</sup><sup>6)</sup>によって、本研究の効果を検証した実験結果について考察する。続いて、のり面に対して適用事例<sup>7)</sup>について述べる。

## 4-1 動態観測の計測原理

### 4-1-1 共線方程式と未知数

計測対象をさまざまな地点から撮影することで、1つの点は複数の画像に写る。それらの画像を組み合わせ、特定の点がどの写真のどの位置に写っているかを調べれば、その点の3次元位置を逆算することができる。これが精密写真測量手法の基本的な計測原理<sup>8),9)</sup>である。

写真画像から既知情報として得られるのは、画像上の $x, y$ 座標のみである。それを用いて共線条件式と呼ばれる幾何学的条件を適用した方程式群を作り、その最小2乗解を求める。方程式は画像上の1つの点に対して2つ成立し、その総数は画像に写った点の数の2倍となる。

ここでの未知数は、次の3つのグループに分類される。

- ① 対象点座標： $(X, Y, Z)$
- ② 外部標定要素：カメラの撮影位置 $(X_0, Y_0, Z_0)$ 、回転角 $(\theta, \phi, \kappa)$ の6つの変数
- ③ カメラの構造に起因するパラメータ：焦点距離やレンズひずみ係数など。カメラのモデルとしてどのような式を採用するかにより、数は異なるが、本研究では8個用いた。

対象点の数を $n$ 、画像枚数を $m$ とすると、対象点座標は $3n$ 個、外部標定要素は $6m$ 個、カメラパラメータ8個を合わせて $3n+6m+8$ の未知数が存在する。

カメラパラメータについては、専用のカメラ校正装置などを用いて求めることが可能<sup>10)</sup>であるが、本来の計測作業に加えて、装置や解析が必要となるので、計測に要する労力が多大なものとなる。そこで、計測作業中に他の未知数と同時にパラメータを求める方法を考える。

次に座標系の設定について考える。図4.1.3に示すように、まず対象物の適当な点を原点にとり、対象物に向かって右側水平方向に $X$ 軸を、垂直上方に $Y$ 軸を、手前方向に $Z$ 軸をとる。これを対象空間座標 $X\text{-}Y\text{-}Z$ とする。一般的には $Z$ 軸を上方にとることが多いが、写真測量では慣習的に $Y$ 軸を情報にとるように座標軸が設定されており、注意が必要である。

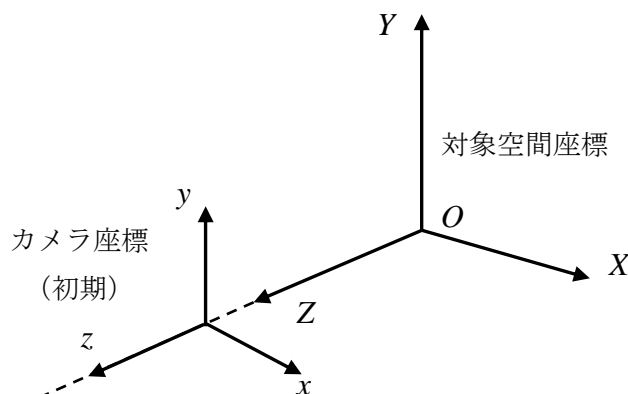


図 4.1.3 座標系の設定

一方、撮影のたびにカメラ座標  $x-y-z$  は移動するが、その初期位置は、カメラの光軸を  $Z$  軸上におき、姿勢を水平に保って原点を見たとき、画面右側を  $x$  軸に、画面上方を  $y$  軸に、 $Z$  軸と一致するように  $z$  軸をとる。次に、写真撮影時のカメラを移動・回転は、図 4.2.4 のように対象空間座標系を次のように回転することによって移動後のカメラの座標系が得られるものとする。

- 1) 向かって右側に水平 ( $Z$  軸を  $X$  軸に重ねる方向) に角度  $\theta$  だけ回す。この角度  $\theta$  を水平角(azimuth)と呼ぶ。
- 2) 次に上方 ( $Z$  軸を  $Y$  軸に重ねる方向) に  $\phi$  だけ回す。この角度  $\phi$  を鉛直角(elevation)と呼ぶ。
- 3) さらにカメラを反時計方向 ( $X$  軸を  $Y$  軸に重ねる方向) に  $\kappa$  だけ回す。この角度  $\kappa$  をカメラ回転角(rolling)と呼ぶ。

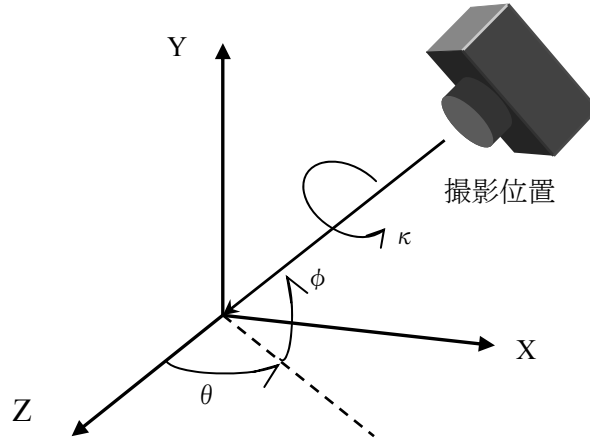


図 4.1.4 カメラ回転角の定義

このように座標の回転を定義したとき、それぞれの対象空間座標系からカメラ座標系に向かう回転行列は

$$\begin{aligned}
 M_{\theta} &= \begin{pmatrix} \cos \theta & 0 & -\sin \theta \\ 0 & 1 & 0 \\ \sin \theta & 0 & \cos \theta \end{pmatrix} \\
 M_{\phi} &= \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos \phi & -\sin \phi \\ 0 & \sin \phi & \cos \phi \end{pmatrix} \\
 M_{\kappa} &= \begin{pmatrix} \cos \kappa & \sin \kappa & 0 \\ -\sin \kappa & \cos \kappa & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}
 \end{aligned} \tag{4-1}$$

である。よって、合成した回転行列は



$$\begin{aligned}
M &= M_{\kappa} M_{\phi} M_{\theta} \\
&= \begin{pmatrix} \cos \kappa \cos \theta - \sin \kappa \sin \phi \sin \theta & \sin \kappa \cos \phi & -\cos \kappa \sin \theta - \sin \kappa \sin \phi \cos \theta \\ -\sin \kappa \cos \theta - \cos \kappa \sin \phi \sin \theta & \cos \kappa \cos \phi & \sin \kappa \sin \theta - \cos \kappa \sin \phi \cos \theta \\ \cos \phi \sin \theta & \sin \phi & \cos \phi \cos \theta \end{pmatrix}
\end{aligned}
\tag{4-2}$$

となる．以下では行列  $M$  の  $(i, j)$  要素を  $m_{ij}$  と表すことにする．

対象点と画像面上の像はカメラの原点，つまりレンズの中心を介して一直線上に存在する．これを共線条件(collinearity condition)といい，精密写真測量手法の理論において，基礎となる幾何条件である．図 4.2.6 は共線条件を示す図である．写真面をレンズ中心より対象物側に描いたのは，像の逆転をさせないためである．幾何学的にはまったく等価である．ここで  $c$  はレンズの焦点距離を表す．

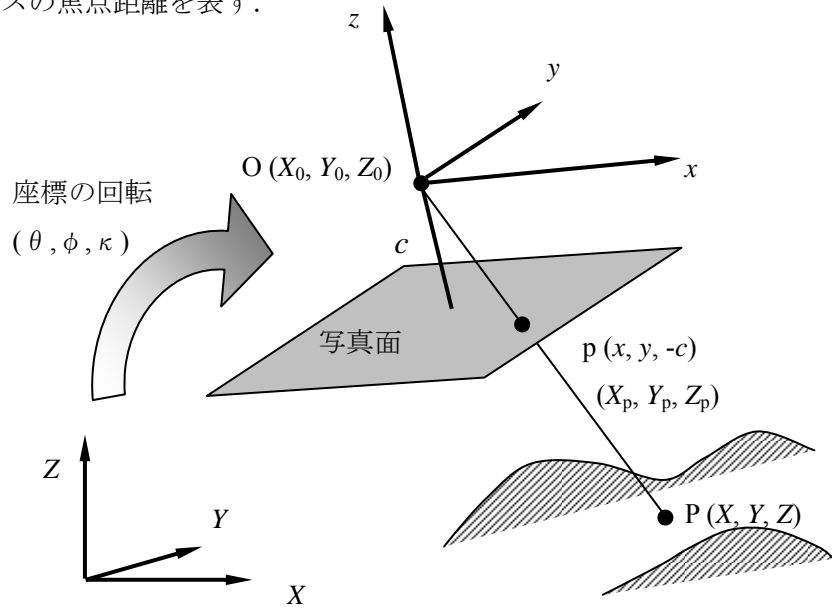


図 4.1.5 共線条件

対象空間座標系  $X$ - $Y$ - $Z$  から見た点  $P$  の座標を  $\mathbf{X} = (X, Y, Z)^T$ ，カメラ座標の原点を  $\mathbf{X}_0 = (X_0, Y_0, Z_0)^T$  とする．また，カメラ座標系  $x$ - $y$ - $z$  から見た  $P$  の写像  $p$  の座標を  $\mathbf{x} = (x, y, -c)^T$  とし，空間座標系から見た  $p$  を  $\mathbf{X}_p = (X_p, Y_p, Z_p)^T$  とする．写真面の  $z$  座標は常に  $-c$  である．共線条件より，この 3 点は 1 本の直線上に存在するから，任意の実数  $k$  を用いて

$$\mathbf{X}_p - \mathbf{X}_0 = k(\mathbf{X} - \mathbf{X}_0)
\tag{4-3}$$

と書ける．また， $\mathbf{X}_p - \mathbf{X}_0$  はカメラ座標系における  $\mathbf{x}$  に他ならないから，座標の回転行列  $M$  を用いて

$$\mathbf{x} = M(\mathbf{X}_p - \mathbf{X}_0) \quad (4-4)$$

と表せる．式(4-3)(4-4)より

$$\mathbf{x} = kM(\mathbf{X} - \mathbf{X}_0) \quad (4-5)$$

が得られる．これを成分で書き下すと

$$\begin{aligned} x &= k(m_{11}(X - X_0) + m_{12}(Y - Y_0) + m_{13}(Z - Z_0)) \\ y &= k(m_{21}(X - X_0) + m_{22}(Y - Y_0) + m_{23}(Z - Z_0)) \\ -c &= k(m_{31}(X - X_0) + m_{32}(Y - Y_0) + m_{33}(Z - Z_0)) \end{aligned} \quad (4-6)$$

となる．この第 1 式と第 2 式を，それぞれ第 3 式で割って  $k$  を消去することで，次式を得る．

$$\begin{aligned} x &= -c \frac{m_{11}(X - X_0) + m_{12}(Y - Y_0) + m_{13}(Z - Z_0)}{m_{31}(X - X_0) + m_{32}(Y - Y_0) + m_{33}(Z - Z_0)} \\ y &= -c \frac{m_{21}(X - X_0) + m_{22}(Y - Y_0) + m_{23}(Z - Z_0)}{m_{31}(X - X_0) + m_{32}(Y - Y_0) + m_{33}(Z - Z_0)} \end{aligned} \quad (4-7)$$

これが共線条件式(collinearity equations)である．この式において，既知数は  $x$  および  $y$  の 2 個であり，未知数は対象点座標( $X, Y, Z$ )，カメラ原点位置( $X_0, Y_0, Z_0$ )， $m_{ij}$  の中に含まれるカメラの回転角( $\theta, \phi, \kappa$ )の計 9 個である．( $X_0, Y_0, Z_0, \theta, \phi, \kappa$ )はカメラの位置・姿勢を表すもので，外部評定要素と呼ばれる．この段階での左辺の  $x, y$  はひずみのない，理想的なカメラで撮影した場合の写真座標である．

次にレンズひずみ(lens distortion)の補正について述べる．前項では共線条件式について述べたが，これはひずみを考慮しない理想的なカメラでの議論であり，通常どのようなカメラにも光軸のずれやレンズひずみが生じる．したがって，共線条件を成立させるためには，カメラ構造に起因するずれやひずみを考慮し，補正する必要がある．これらは画像座標( $x, y$ )に含まれる系統誤差であるので，真の座標値を( $x', y'$ )，補正項を( $\Delta x, \Delta y$ )とすると，測定で得られた座標( $x, y$ )との関係は以下のように表される．

$$\begin{aligned} x' &= x + \Delta x(x, y) \\ y' &= y + \Delta y(x, y) \end{aligned} \quad (4-8)$$

レンズと画面（CCD 面）からなるカメラの内部構造を，典型化して考えると図 4.1.7 のように描ける．画像上の座標系  $x$ - $y$  は画面の中心を原点とし，CCD 画素の配列と平行に両軸を設定する．レンズの中心から画面へ下ろした垂線の長さ  $c$  を画面距離(principal distance)，その垂線の足を主点(principal point)という．主点は画像の中心，すなわち原点と一致するとは限らないので，この座標を $(x_p, y_p)$ とおく．

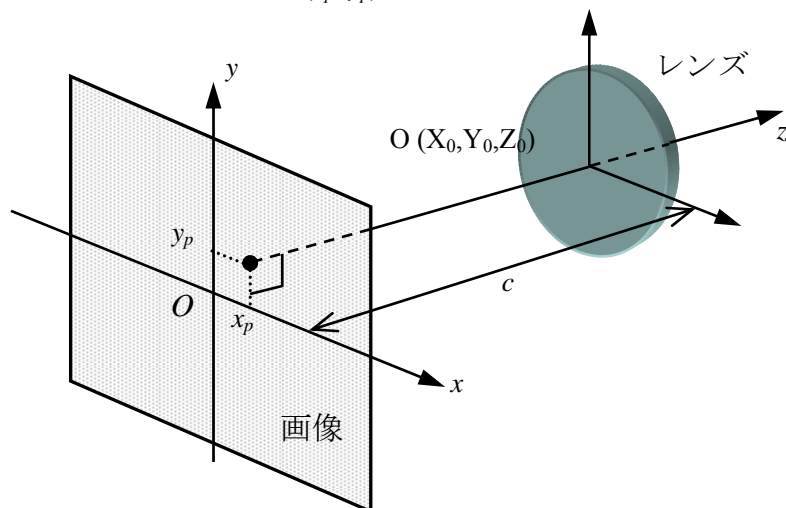


図 4.1.7 カメラの内部モデル

レンズひずみは，半径方向ひずみ(radial distortion)と周方向ひずみ(tangential distortion)に分類することができる．両者の意味を図 4.1.8 に示す．半径方向ひずみは，点が中心から外側もしくは内側へずれる効果をもたらす．ずれ方は中心からの距離によって異なる．この原因は主としてレンズそのもののひずみである．一方，周方向ひずみの効果は点が円周方向にずれることであるが，方向によって一様ではない．レンズ配列の中心線からのずれが主な原因である．

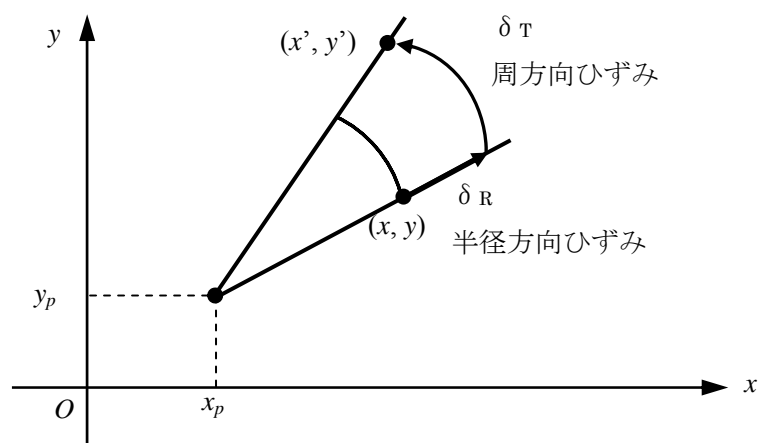


図 4.1.8 2つのひずみ

本研究ではレンズひずみの補正式として，半径方向ひずみの係数を  $k_1, k_2, k_3$ ，周方向ひず

みの係数を  $p_1, p_2$  とし、よく知られている式(4-9)で表される歪モデル<sup>11)</sup>を用いた。

$$\begin{aligned}
\Delta x &= -x_p + (k_1 r^2 + k_2 r^4 + k_3 r^6)(x - x_p) \\
&\quad + p_1(r^2 + 2(x - x_p)^2) + 2p_2(x - x_p)(y - y_p) \\
\Delta y &= -y_p + (k_1 r^2 + k_2 r^4 + k_3 r^6)(y - y_p) \\
&\quad + 2p_1(x - x_p)(y - y_p) + p_2(r^2 + 2(y - y_p)^2)
\end{aligned} \tag{4-9}$$

ここで、 $r^2 = (x - x_p)^2 + (y - y_p)^2$  であり、レンズひずみの中心と主点位置は一致すると

仮定している。以上より、カメラ内部のパラメータは  $(c, x_p, y_p, k_1, k_2, k_3, p_1, p_2)$  の計 8 個

である。これらは外部評定要素と対応して内部評定要素と呼ぶこともある。なお撮影の間、パラメータを変化させないことが必要である。

共線条件式(4-7)に補正項(4-9)を加えて次式を得る。

$$\begin{aligned}
x + \Delta x &= -c \frac{m_{11}(X - X_0) + m_{12}(Y - Y_0) + m_{13}(Z - Z_0)}{m_{31}(X - X_0) + m_{32}(Y - Y_0) + m_{33}(Z - Z_0)} \\
y + \Delta y &= -c \frac{m_{21}(X - X_0) + m_{22}(Y - Y_0) + m_{23}(Z - Z_0)}{m_{31}(X - X_0) + m_{32}(Y - Y_0) + m_{33}(Z - Z_0)}
\end{aligned} \tag{4-10}$$

これがレンズひずみを考慮した共線条件式である。右辺を移項して

$$\begin{aligned}
F_x &\equiv x + \Delta x + c \frac{m_{11}(X - X_0) + m_{12}(Y - Y_0) + m_{13}(Z - Z_0)}{m_{31}(X - X_0) + m_{32}(Y - Y_0) + m_{33}(Z - Z_0)} = 0 \\
F_y &\equiv y + \Delta y + c \frac{m_{21}(X - X_0) + m_{22}(Y - Y_0) + m_{23}(Z - Z_0)}{m_{31}(X - X_0) + m_{32}(Y - Y_0) + m_{33}(Z - Z_0)} = 0
\end{aligned} \tag{4-11}$$

とおく。

複数の点を複数の画像に写したとき、多数の像が得られる。共線条件式は 1 つの像につき、 $x$  および  $y$  座標について 2 本できる。全ての像について式を立て、それらを連立させて最小 2 乗解を計算すれば、その解として対象点の座標を含む全未知数を求めることができる。この場合、未知数の数以上の式が立つだけの像が必要である。

しかし、式(4-11)は未知数について非線形なので、一度で解を求めることはできず、繰返し法を用いて解く。すなわち、ある初期値のまわりでテーラー展開して線形化し、その線形連立方程式を最小 2 乗法で解いて補正項を求める。この補正項を用いて解を更新し、次

の線形化の初期値とする．この手順を解が収束するまで繰り返す．

まず，未知数について

$$(\text{真値}) = (\text{初期値}) + (\text{補正量})$$

とおく．具体的には， $(X, Y, Z, X_0, Y_0, Z_0, \theta, \phi, \kappa, x_p, y_p, c, k_1, k_2, k_3, p_1, p_2)$  について，初期値の右肩に 0 を付けて表すと

$$\begin{aligned} X &= X^0 + \Delta X \\ Y &= Y^0 + \Delta Y \\ Z &= Z^0 + \Delta Z \\ &\vdots \\ p_2 &= p_2^0 + \Delta p_2 \end{aligned} \tag{4-12}$$

となる．また回転角についても，前述のように  $\theta = \theta^0 + \Delta\theta$  として和の形で更新するのが通常である．しかし本研究では，3つの回転角を個別に扱わず，回転行列として積の形で更新する．すなわち初期回転行列を  $M^0$  とし，線形化によって得られた更新分を  $\Delta M$  とすると

$$M = M^0 \cdot \Delta M \tag{4-13}$$

として次の回転行列を求める．このような形で線形化すると，係数行列に直行するベクトルが解析的に容易に求まる．

回転角の微小変化と回転行列との関係を明らかにすると， $\theta, \phi, \kappa$  がそれぞれ  $\Delta\theta, \Delta\phi, \Delta\kappa$  だけ微小変化したとき，余弦は 1 に，正弦は微小角に近似できるので，式(4-2)より

$$\Delta M = \begin{pmatrix} 1 & \Delta\kappa & -\Delta\theta \\ -\Delta\kappa & 1 & \Delta\phi \\ \Delta\theta & -\Delta\phi & 1 \end{pmatrix} \tag{4-14}$$

と書ける．これを用いると，微小回転による回転行列  $M$  の変化分  $dM$  は次のように計算できる．

$$\begin{aligned}
dM &= M \cdot \Delta M - M \\
&= M(\Delta M - I) \\
&= \begin{pmatrix} m_{11} & m_{12} & m_{13} \\ m_{21} & m_{22} & m_{23} \\ m_{31} & m_{32} & m_{33} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 0 & \Delta\kappa & -\Delta\theta \\ -\Delta\kappa & 0 & \Delta\phi \\ \Delta\theta & -\Delta\phi & 0 \end{pmatrix} \\
&= \begin{pmatrix} m_{13}\Delta\theta - m_{12}\Delta\kappa & m_{11}\Delta\kappa - m_{13}\Delta\phi & m_{12}\Delta\phi - m_{11}\Delta\theta \\ m_{23}\Delta\theta - m_{22}\Delta\kappa & m_{21}\Delta\kappa - m_{23}\Delta\phi & m_{22}\Delta\phi - m_{21}\Delta\theta \\ m_{33}\Delta\theta - m_{32}\Delta\kappa & m_{31}\Delta\kappa - m_{33}\Delta\phi & m_{32}\Delta\phi - m_{31}\Delta\theta \end{pmatrix}
\end{aligned} \tag{4-15}$$

よって、それぞれの回転角の変化に対する回転行列の微分は次のように表される。

$$\begin{aligned}
\frac{\partial M}{\partial \theta} &= \begin{pmatrix} m_{13} & 0 & -m_{11} \\ m_{23} & 0 & -m_{21} \\ m_{33} & 0 & -m_{31} \end{pmatrix} \\
\frac{\partial M}{\partial \phi} &= \begin{pmatrix} 0 & -m_{13} & m_{12} \\ 0 & -m_{23} & m_{22} \\ 0 & -m_{33} & m_{32} \end{pmatrix} \\
\frac{\partial M}{\partial \kappa} &= \begin{pmatrix} -m_{12} & m_{11} & 0 \\ -m_{22} & m_{21} & 0 \\ -m_{32} & m_{31} & 0 \end{pmatrix}
\end{aligned} \tag{4-16}$$

次に、観測値について

$$(\text{真値}) = (\text{観測量}) + (\text{誤差})$$

とおく、具体的には画像上座標  $(x, y)$  について、画像上の測定値を  $(x', y')$ ，誤差を  $(v_x, v_y)$

とすると

$$\begin{aligned}
x &= x' + v_x \\
y &= y' + v_y
\end{aligned} \tag{4-17}$$

となる。これらの式を式(3-11)に代入した後、初期値まわりでテーラー展開すると、以下のような線形化された共線条件式を得る。



$$\begin{aligned}
v_x + F_x(X^0, Y^0, Z^0, X_0^0, Y_0^0, Z_0^0, \theta^0, \phi^0, \kappa^0, x_p^0, y_p^0, c^0, k_1^0, k_2^0, k_3^0, p_1^0, p_2^0) \\
+ \left( \frac{\partial F_x}{\partial X} \right)^0 \Delta X + \left( \frac{\partial F_x}{\partial Y} \right)^0 \Delta Y + \left( \frac{\partial F_x}{\partial Z} \right)^0 \Delta Z + \cdots + \left( \frac{\partial F_x}{\partial p_2} \right)^0 \Delta p_2 = 0 \\
v_y + F_y(X^0, Y^0, Z^0, X_0^0, Y_0^0, Z_0^0, \theta^0, \phi^0, \kappa^0, x_p^0, y_p^0, c^0, k_1^0, k_2^0, k_3^0, p_1^0, p_2^0) \\
+ \left( \frac{\partial F_y}{\partial X} \right)^0 \Delta X + \left( \frac{\partial F_y}{\partial Y} \right)^0 \Delta Y + \left( \frac{\partial F_y}{\partial Z} \right)^0 \Delta Z + \cdots + \left( \frac{\partial F_y}{\partial p_2} \right)^0 \Delta p_2 = 0
\end{aligned} \tag{4-18}$$

式(4-18)を行列表示すると

$$\begin{aligned}
\begin{pmatrix} v_x \\ v_y \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{14} & a_{15} & a_{16} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & a_{24} & a_{25} & a_{26} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Delta X_0 \\ \Delta Y_0 \\ \Delta Z_0 \\ \Delta \theta \\ \Delta \phi \\ \Delta \kappa \end{pmatrix} \\
+ \begin{pmatrix} b_{11} & b_{12} & b_{13} & b_{14} & b_{15} & b_{16} & b_{17} & b_{18} \\ b_{21} & b_{22} & b_{23} & b_{24} & b_{25} & b_{26} & b_{27} & b_{28} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Delta x_p \\ \Delta y_p \\ \Delta c \\ \Delta k_1 \\ \Delta k_2 \\ \Delta k_3 \\ \Delta p_1 \\ \Delta p_2 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} \\ c_{21} & c_{22} & c_{23} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Delta X \\ \Delta Y \\ \Delta Z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} e_x \\ e_y \end{pmatrix}
\end{aligned} \tag{4-19}$$

ここで  $a, b, c$  は偏微分係数であり,  $\mathbf{e} = \begin{pmatrix} e_x \\ e_y \end{pmatrix} = -\mathbf{F}(X^0, Y^0, \dots, p_2^0)$  で残存量ベクトル

(discrepancy vector)である. さらにこれを置き換えて

$$\mathbf{v} + A_1 \mathbf{x}_1 + A_2 \mathbf{x}_2 + A_3 \mathbf{x}_3 = \mathbf{e} \tag{4-20}$$

の形を得る. この式が線形化された共線条件式であり, 画像上のすべての点について立てることができる. 全ての対象点がすべての画像に移っているとすると, 全写真点は  $mn$  ( $m$ : 画像枚数,  $n$ : 対象点の数) なのでこれらの行列の行数, すなわち方程式の数は  $2mn$  である. 構成を図 4.1.9 に示す. 添字 1 は外部標定要素, 添字 2 はカメラ内部パラメータ, 添字 3 は対象点座標に関する量を表している. 各係数行列の大きさは次のようになる.

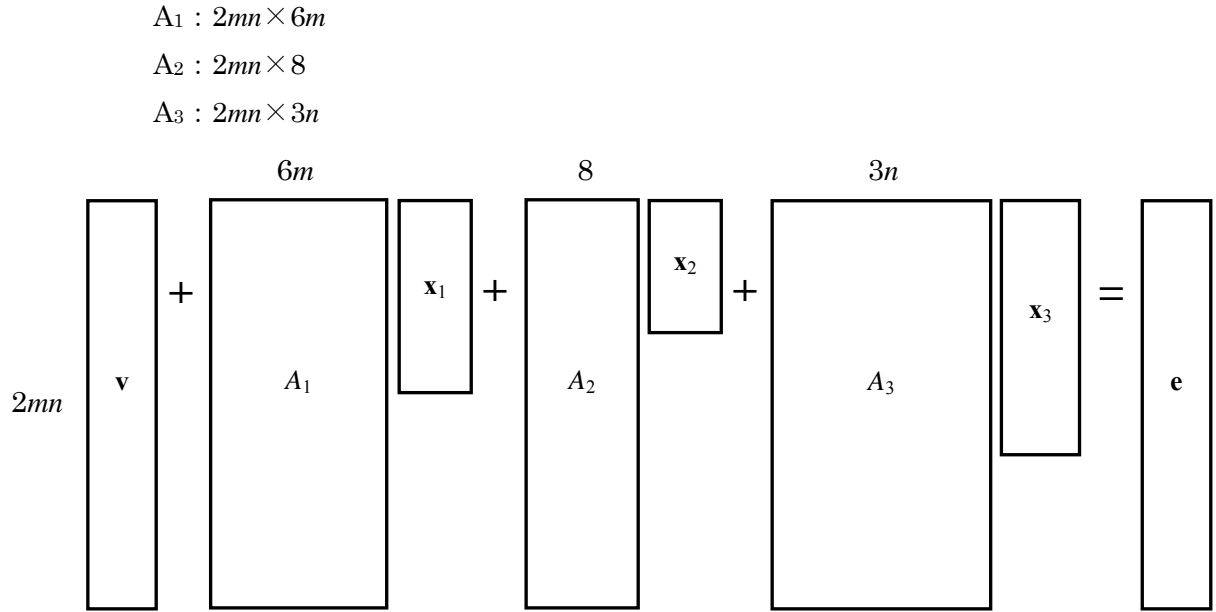


図 4.1.9 式(4-20)の構成

また  $\mathbf{x}_1$  は各画像の外部標定要素の,  $\mathbf{x}_2$  はカメラパラメータの,  $\mathbf{x}_3$  は対象点座標の補正量ベクトルである. すなわち

$$\begin{aligned}
 \mathbf{x}_1 &= (\cdots \Delta X_0^i \Delta Y_0^i \Delta Z_0^i \Delta \theta^i \Delta \phi^i \Delta \kappa^i \cdots)^T \\
 \mathbf{x}_2 &= (\Delta x_p \Delta y_p \Delta c \Delta k_1 \Delta k_2 \Delta k_3 \Delta p_1 \Delta p_2)^T \\
 \mathbf{x}_3 &= (\cdots \Delta X^j \Delta Y^j \Delta Z^j \cdots)^T
 \end{aligned} \tag{4-21}$$

である.  $i$  は第  $i$  番目の画像を,  $j$  は第  $j$  番目の対象点を表す.

#### 4-1-2 正規方程式の作成<sup>12)</sup>

続いて, 未知パラメータに対する観測式を考える. 未知パラメータは直接観測できないので, 実用的には未知数の取りうる範囲を限定する条件を与えるときに用いられる. 例えば, 対象点に別途測定した座標値がある場合, カメラパラメータの一部もしくは全部を固定したい場合, などである.

$$(\text{真値}) = (\text{観測量}) + (\text{誤差}) = (\text{近似値}) + (\text{補正量})$$

の関係から,  $(\text{誤差}) - (\text{補正量}) = (\text{近似値}) - (\text{観測量})$  が導けるので,  $\mathbf{x}_1, \mathbf{x}_2, \mathbf{x}_3$  それぞれについて

$$\begin{aligned}
\mathbf{v}_1 - \mathbf{x}_1 &= \mathbf{e}_1 \\
\mathbf{v}_2 - \mathbf{x}_2 &= \mathbf{e}_2 \\
\mathbf{v}_3 - \mathbf{x}_3 &= \mathbf{e}_3
\end{aligned} \tag{4-22}$$

が考えられる．ここで(近似値) - (観測量)を残存量 $\mathbf{e}_i (i:1,2,3)$ とした．

次に，基準尺に関する観測式を考える．式(4-20)の共線条件式を解くことによって対象物の相似モデルを再現することはできるが，後述する係数行列  $A$  のランク落ちの問題からその縮尺を決定することはできない．正確な長さを求めるためには距離情報，通常は対象点間の距離をあらかじめ精密に測定した基準尺が必要である．ここで，基準尺の両端の対象点座標を $(X_k, Y_k, Z_k)$ ， $(X_l, Y_l, Z_l)$ とし，それらの距離を $S_{kl}$ とすると

$$S_{kl} - \left\{ (X_k - X_l)^2 + (Y_k - Y_l)^2 + (Z_k - Z_l)^2 \right\}^{1/2} = 0 \tag{4-23}$$

と表せる．共線条件式の線形化の場合と同様に，未知数について(真値)=(初期値)+(補正量)と，観測量について(真値)=(観測値)+(誤差)として線形化し，複数の基準尺についてまとめると

$$\mathbf{v}_s + A_s \mathbf{x}_3 = \mathbf{e}_s \tag{4-24}$$

と書ける．

共線条件式(4-20)，未知パラメータに対する観測式(4-22)，基準尺の観測式(4-24)を組み合わせると

$$\begin{pmatrix} \mathbf{v}_0 \\ \mathbf{v}_1 \\ \mathbf{v}_2 \\ \mathbf{v}_3 \\ \mathbf{v}_s \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} A_1 & A_2 & A_3 \\ -I & O & O \\ O & -I & O \\ O & O & -I \\ O & O & A_s \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{x}_1 \\ \mathbf{x}_2 \\ \mathbf{x}_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mathbf{e}_0 \\ \mathbf{e}_1 \\ \mathbf{e}_2 \\ \mathbf{e}_3 \\ \mathbf{e}_s \end{pmatrix} \tag{4-25}$$

と書ける．これをさらにまとめると

$$\mathbf{v} + A\mathbf{x} = \mathbf{e} \tag{4-26}$$

となる．この式が観測方程式(observation equations)であり，以後解くべき方程式である．ただし，ここでは共線条件式と未知パラメータおよび基準尺の観測式を全て組み込んだ形を示したが，常にこの 3 つが入るとは限らない．共線条件式が欠けることはないが，未知パラメータと基準尺の観測値に関しては一方または両方ない場合もある．通常，直接観測はないので基準尺のみを含む形となることが多い．この場合，未知パラメータの観測値に関する重みを 0 として，計算に寄与しないようにする．

式(4-26)の最小 2 乗解を計算する前に，まずそれぞれの観測式の重み(weight)について考える．異なる計測器で計測した複数の観測値がある場合，それらの観測値は精度に重み付けする必要がある．つまり精度の高い観測値は精度の低い観測値よりも大きな重みで取り扱われるべきである．

観測方程式(4-26)において，観測値の真値 がわかっているものとし，さらに観測値のもつ真の誤差ベクトルを とすると，観測方程式は

$$\boldsymbol{\varepsilon} + \boldsymbol{\xi} = \boldsymbol{\varepsilon} + \mathbf{A}\mathbf{x} = \mathbf{e} \quad (4-27)$$

と表される． $\boldsymbol{\varepsilon}$  の各要素は偶然誤差のみで，かつ相関をもたないとする， $\boldsymbol{\varepsilon}\boldsymbol{\varepsilon}^T$  の期待値は

$$\begin{aligned} \Sigma_{\varepsilon} = E(\boldsymbol{\varepsilon}\boldsymbol{\varepsilon}^T) &= E \begin{pmatrix} \varepsilon_1\varepsilon_1 & \varepsilon_1\varepsilon_2 & \cdots & \varepsilon_1\varepsilon_n \\ \varepsilon_2\varepsilon_1 & \varepsilon_2\varepsilon_2 & & \vdots \\ \vdots & & \ddots & \vdots \\ \varepsilon_n\varepsilon_1 & \cdots & \cdots & \varepsilon_n\varepsilon_n \end{pmatrix} \\ &= \begin{pmatrix} \sigma_1^2 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & \sigma_2^2 & & \vdots \\ \vdots & & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & \cdots & \sigma_n^2 \end{pmatrix} \end{aligned} \quad (4-28)$$

と表せる．ここで  $\sigma_i^2$  ( $i = 1, \dots, n$ ) は観測誤差の分散で，あらかじめ知ることはできないの

で，これらの値は計測機器の精度仕様値や経験値によって定める． $\sigma_i^2$  は事前分散と呼ばれ

る．そこで，重み行列として事前分散の逆数に定数  $\sigma_0^2$  を乗じた行列

$$W = \begin{pmatrix} \sigma_0^2 / \sigma_1^2 & & & 0 \\ & \sigma_0^2 / \sigma_2^2 & & \\ & & \ddots & \\ 0 & & & \sigma_0^2 / \sigma_n^2 \end{pmatrix} = \sigma_0^2 \Sigma_\varepsilon^{-1} \quad (4.28)$$

を用いる．こうすることにより，分散が小さい，すなわち精度がよい観測に対してはそれに比例して大きな重みを与えることができる．ここで， $\sigma_0^2$  は数値のスケールを調整するための定数である．今の場合  $\sigma_i$  は画像上での誤差であるから，例えば 0.001mm のように小さい値をとる．このとき  $1/\sigma_i^2$  は  $10^6$  のオーダーになってしまうため数値計算上問題である．そこで  $\sigma_0^2$  を乗じることにより，重みを 1 のオーダーになるように調整する． $\sigma_i^2$  と  $\sigma_0^2$  が等しいとき，重みは 1 となるので， $\sigma_0^2$  のことを単位重みの分散と言うこともある．

ここで，式(4-25)，式(4-26)を重み行列つきで書き直しておく．

$$\begin{pmatrix} \mathbf{v}_0 \\ \mathbf{v}_1 \\ \mathbf{v}_2 \\ \mathbf{v}_3 \\ \mathbf{v}_s \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} A_1 & A_2 & A_3 \\ -I & O & O \\ O & -I & O \\ O & O & -I \\ O & O & A_s \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{x}_1 \\ \mathbf{x}_2 \\ \mathbf{x}_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mathbf{e}_0 \\ \mathbf{e}_1 \\ \mathbf{e}_2 \\ \mathbf{e}_3 \\ \mathbf{e}_s \end{pmatrix} : \begin{pmatrix} W_0 & & & O \\ & W_1 & & \\ & & W_2 & \\ & & & W_3 \\ O & & & & W_s \end{pmatrix} \quad (4-30)$$

$$\mathbf{v} + \mathbf{A}\mathbf{x} = \mathbf{e} : W \quad (4-31)$$

式(4-31)は，通常未知数の数よりも方程式の方が多いので，最小 2 乗法を用いて解く．すなわち，2 乗誤差の総和を最小にするべく

$$\Phi(\mathbf{x}) = \sum_{i=1}^n w_i v_i^2 = \mathbf{v}^T W \mathbf{v} = (\mathbf{e} - \mathbf{A}\mathbf{x})^T W (\mathbf{e} - \mathbf{A}\mathbf{x}) \rightarrow \min \quad (4-32)$$

とするような未知数  $\mathbf{x}$  を求める．ここで， $\mathbf{x}$  で偏微分して 0 とおくと

$$\frac{\partial}{\partial \mathbf{x}} \Phi(\mathbf{x}) = 2A^T W \mathbf{e} - 2(A^T W A)\mathbf{x} = 0 \quad (4-33)$$

上式を整理して正規方程式(normal equations)

$$(A^T W A) \mathbf{x} = A^T W \mathbf{e} \quad (4-34)$$

を得る。以上より、未知数の推定値  $\hat{\mathbf{x}}$  は

$$\hat{\mathbf{x}} = (A^T W A)^{-1} A^T W \mathbf{e} \quad (4-35)$$

として得られる。

#### 4-1-3 観測値の精度

式(4-27), 式(4-35)より、未知数の推定ベクトルは

$$\hat{\mathbf{x}} = \mathbf{x} + (A^T W A)^{-1} A^T W \boldsymbol{\varepsilon} \quad (4-36)$$

で求められる。同様に誤差ベクトルは

$$\begin{aligned} \mathbf{v} &= \mathbf{e} - A(A^T W A)^{-1} A^T W \mathbf{e} \\ &= (\boldsymbol{\varepsilon} + A\mathbf{x}) - A(A^T W A)^{-1} A^T W (\boldsymbol{\varepsilon} + A\mathbf{x}) \\ &= (I_n - A(A^T W A)^{-1} A^T W) \cdot \boldsymbol{\varepsilon} \end{aligned} \quad (4-37)$$

となる。  $I_n$  は  $n$  行  $n$  列の単位行列である。最小 2 乗関数  $\Phi$  は

$$\begin{aligned} \mathbf{v}^T W \mathbf{v} &= \boldsymbol{\varepsilon}^T (I_n - W A (A^T W A)^{-1} A^T) W (I_n - A (A^T W A)^{-1} A^T W) \boldsymbol{\varepsilon} \\ &= \boldsymbol{\varepsilon}^T (W - W A (A^T W A)^{-1} A^T W) \boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}^T M \boldsymbol{\varepsilon} \\ &= \sum_{i=1}^n m_{ii} \varepsilon_i^2 + \sum_{i \neq j} m_{ij} \varepsilon_i \varepsilon_j \end{aligned} \quad (4-38)$$

$$\text{ここに } M = \begin{pmatrix} m_{11} & m_{12} & \cdots & m_{1j} \\ m_{21} & m_{22} & & \\ \vdots & & \ddots & \vdots \\ m_{i1} & & \cdots & m_{ij} \end{pmatrix} = I_n - W A (A^T W A)^{-1} A^T W \text{ である.}$$

式(4-36)の期待値をとると



$$\begin{aligned}
E(\mathbf{v}^T W \mathbf{v}) &= \sum_{i=1}^n m_{ii} E(\varepsilon_i^2) + \sum_{i \neq j} m_{ij} E(\varepsilon_i \varepsilon_j) \\
&= \sum_{i=1}^n m_{ii} \sigma_i^2 \\
&= \left( \sum_{i=1}^n \frac{m_{ii}}{w_i} \right) \cdot \sigma_0^2
\end{aligned} \tag{4-39}$$

ただし、 $W = \begin{pmatrix} w_1 & & & \mathbf{0} \\ & w_2 & & \\ & & w_3 & \\ & & & \ddots \\ \mathbf{0} & & & & w_n \end{pmatrix}$  である。

ここで、式(4-29)より

$$\begin{aligned}
\sum_{i=1}^n \frac{m_{ii}}{w_i} &= tr(MW^{-1}) = tr(I_n - WA(A^T WA)^{-1} A^T) \\
&= tr(I_n) - tr((WA(A^T WA)^{-1} A^T)) \\
&= tr(I_n) - tr((A^T WA)^{-1} A^T WA) \\
&= tr(I_n) - tr(I_m) = n - m
\end{aligned} \tag{4-40}$$

この値は(観測方程式の数) - (未知パラメータの数) = (独立な条件の数)で自由度(degree of freedom)と呼んでいる。式(3-39)の結果は、式(4-40)から次のように表される。

$$E(\mathbf{v}^T W \mathbf{v}) = (n - m) \sigma_0^2 \tag{4-41}$$

以上より、観測値の分散  $\sigma_0^2$  の不偏推定量は

$$\hat{\sigma}_0^2 = \frac{\mathbf{v}^T W \mathbf{v}}{n - m} \tag{4-42}$$

で表される。画像計測でこの値の平方根の正值は、画像座標(x, y)の計測誤差として扱う。

計測が正しく行われた(解析モデルが正確に復元された)場合、 $\sigma_0^2 = \hat{\sigma}_0^2$  となる。

一般に、観測値のもつ誤差が未知数の誤差に現れることを誤差の伝播といい、その数学的関係を示したものを誤差伝播の法則と呼ぶ。観測が平均値とその分散（平均値まわりの2次モーメント）で表現するのと同様、未知数もその推定値と分散で表す。

未知数  $\mathbf{x}$  が観測値  $\mathbf{e}$  と  $\mathbf{x} = F(\mathbf{e})$  の関係で結ばれているとする。線形の場合、 $\mathbf{x} = A\mathbf{e} + B$  と表せる。観測値の分散は、その平均値を  $\boldsymbol{\mu}_e$  として

$$\Sigma_e = E[(\mathbf{e} - \boldsymbol{\mu}_e)(\mathbf{e} - \boldsymbol{\mu}_e)^T] \quad (4-43)$$

で計算される。同様に未知数  $\mathbf{x}$  の分散は上式より、次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \Sigma_x &= E[(\mathbf{x} - \boldsymbol{\mu}_x)(\mathbf{x} - \boldsymbol{\mu}_x)^T] \\ &= E[(A\mathbf{e} + B - \boldsymbol{\mu}_x)(A\mathbf{e} + B - \boldsymbol{\mu}_x)^T] \end{aligned} \quad (4-44)$$

また、 $\boldsymbol{\mu}_x = A\boldsymbol{\mu}_e + B$  であるので、式(4-37)に代入して

$$\begin{aligned} \Sigma_x &= E[(A\mathbf{e} - A\boldsymbol{\mu}_e)(A\mathbf{e} - A\boldsymbol{\mu}_e)^T] \\ &= A \cdot E[(\mathbf{e} - \boldsymbol{\mu}_e)(\mathbf{e} - \boldsymbol{\mu}_e)^T] \cdot A^T \\ &= A\Sigma_e A^T \end{aligned} \quad (4-45)$$

これが誤差伝播の一般式で、未知量の分散共分散行列(variance-covariance matrix)を推定するのに非常に重要である。また、非線形関数の場合でも、線形化することによって誤差伝播の法則が成立する。

次に、正規方程式の解である未知数の推定値は、式(4-35)から  $A^T W A = N$  として

$$\hat{\mathbf{x}} = N^{-1} A^T W \mathbf{e} \quad (4-46)$$

で表される。ここで観測値ベクトル  $\mathbf{e}$  の分散  $\Sigma_e$  が分かっているので、誤差伝播の式(4-44)にあてはめて、推定値  $\hat{\mathbf{x}}$  の分散を計算する。

$$\begin{aligned} \Sigma_{\hat{\mathbf{x}}} &= (N^{-1} A^T W) \Sigma_e (N^{-1} A^T W)^T \\ &= (N^{-1} A^T W) \Sigma_e (W^T A N^{-1}) \end{aligned} \quad (4-47)$$

ここで  $\Sigma_e$  は式(4-32)から、観測値の重み  $W$  と

$$W = \frac{\sigma_0^2}{\Sigma_e} \quad (4-48)$$

の関係にある．したがって式(4-47)に代入して整理すると， $\hat{\mathbf{x}}$ の分散共分散行列が得られ，次式で表される．

$$\Sigma_{\hat{\mathbf{x}}} = \sigma_0^2 N^{-1} \quad (4-49)$$

未知数の推定値の分散は，この行列の対角要素である．この値は内的精度(internal error)といわれ，観測の信頼性を表す．内的精度は，何度も同じ計測を繰り返したとき得られる対象点座標推定値のばらつきの範囲を表している．すなわち，母標準偏差の推定量である．推定値の平均の近傍に集中すれば内的精度は小さいが，この値では真値に対する精度を表すことはできない．そこで，推定値の平均が真値とどれだけ偏りをもっているかを表す値として，外的精度(external error)がある．ある量を  $n$  回観測したとき，その外的精度は以下の式で与えられる．

$$\sqrt{\frac{\sum (\text{推定値} - \text{真値})^2}{n}} \quad (4-50)$$

しかし，実際の計測において真値を知りうることは皆無に等しく，厳密に外的精度を求めることは不可能であり，別途測定器を用いて対象を計り，その測定値との差から計算することが多い．

## 4-2 変位計測のための数値解法

前節では、観測方程式に含まれる誤差の最小 2 乗条件を用いて正規方程式を得て、そこから未知量の推定値を求めるという一般的議論を展開した。実際には通常の方法で正規方程式を解くことはできない。その理由は、トンネルといった対象物の中に基準点がないために、係数行列  $A$  にランク落ちが生じているためである。ランク落ちの大きさは、平行移動 3、回転 3、(スケール 1) の合計 7 (基準尺がある場合は 6) である。つまり空間座標の取り方に 7 つの自由度が存在するため、座標系を決定できないのである。

そこで、本節では係数行列  $A$  にランク落ちを残したまま解く方法について述べる<sup>13)</sup>。係数行列にランク落ちがあるときに一意的に最小 2 乗解を得る、つまり対象物の位置と形態を決めるには、何らかの拘束を設けて座標を決定しなければならない。この座標の固定の仕方に関して、どのような拘束を与えても、最小 2 乗誤差を与える解は全て相似であり、事実上は等価である。しかし、手法によっては未知数の推定値の分散の値は異なる。ここでは、最終的に求める値は対象点座標であるため、対象点座標の分散を最小とする方法が求められる。このような基準点無しの解法には、いくつかの方法がある。その中でここでは、まず最小拘束法とムーア・ペンローズ型一般逆行列法<sup>14)</sup>について簡単に説明し、その後、本研究で用いた内的拘束法について述べることにする。

### 4-2-1 最小拘束法

係数行列  $A$  にはランク落ちがあり、それは座標の平行移動、回転、スケールの 7 個、基準尺がある場合にはスケールが決まるので 6 個である。このランク落ちが座標系を決定できない原因なのだが、それならばランク落ちの数だけ未知数を強制的に固定すれば座標の自由度は解消され、未知数の決定が問題なく行えるのではないか、というのが最小拘束法の発想である。

固定するのは  $\mathbf{x}_1$  (外部標定要素に関する未知数) および  $\mathbf{x}_3$  (対象点座標に関する未知数) のうちから選んだ任意の変数でよいが、普通は  $\mathbf{x}_3$  の中から選ぶ。例えば 3 点  $i, j, k$  に対して  $(X_i, Y_i, Z_i)$ ,  $(X_j, Y_j)$ ,  $(Y_k, Z_k)$  のように 7 つの座標を指定する。基準点があるときは  $(X_i, Y_i, Z_i)$ ,  $(X_j, Y_j)$ ,  $(Z_k)$  のように 6 つの座標を指定する。注意すべき点として、 $(X_i, Y_i, Z_i)$ ,  $(X_j, Y_j, Z_j)$  のように 2 つの点座標を指定すると長さを拘束してしまうことになるので避けなければならない。また、固定する座標は真値である必要はない。ここでいう固定の意味は、できあがった対象物の形状を座標変換して指定した位置に置くことである。ある点を原点にとりたい場合はその座標を  $(0,0,0)$  に固定しても問題はない。

拘束を計算に組み込む時は、直接観測の式(4-22)を用いる。つまり、固定する座標を直接観測したと仮定して仮想観測方程式を立て、その式に大きな重みを与える。

最小拘束法では、固定した点の分散は 0 となり、その点から離れるにしたがって推定量の分散は大きくなる。したがって、平均精度という意味では精度は悪くなるが、方法としては最も単純で簡単な方法であり、計算時間も短くて済む。単に対象物の形状を求めるだけであれば、最も適した方法と言える。

#### 4-4-2 ムーア・ペンローズ型一般逆行列法

これは、正規方程式(4-34)をムーア・ペンローズ型一般逆行列を用いて

$$\hat{\mathbf{x}} = (\mathbf{A}^T \mathbf{W} \mathbf{A})^+ \mathbf{A}^T \mathbf{W} \mathbf{e} \quad (4-51)$$

として解く方法である。 $\mathbf{A}^+$ はノルム最小解を与えるものであるから、 $\hat{\mathbf{x}}$ の平均分散は最小となる。

この方法は全ての未知数を全て同じように扱って解く方法である。しかし、実際に求めたい未知数は対象点の座標値、つまり  $\mathbf{x}_3$  である。この値を重視するならば、 $\mathbf{x}_3$ の平均分散を最小にする方法をとるのが望ましい。その方法が次の内的拘束法である。

#### 4-2-3 内的拘束法

方程式  $\mathbf{A}\mathbf{x} = \mathbf{y}$  に解がある場合、 $\mathbf{x} = \mathbf{x}_{\text{同時方程式の一般解}} + \mathbf{x}_{\text{特殊解}}$  と書くことができる。ここで

と  $\mathbf{x}_{\text{同時方程式の一般解}}$  は  $\mathbf{A}\mathbf{x} = \mathbf{0}$  かつ  $\mathbf{x} \neq \mathbf{0}$  を満たす解であり、このような  $\mathbf{x}$  のはる部分空間を  $\mathbf{A}$

の零空間(null space)といい、 $N(\mathbf{A})$  と書く。図 4.2.1 からわかるように  $\mathbf{x}_{\text{同時方程式の一般解}}$  の取り方は様々であるので、これを決めればよい。

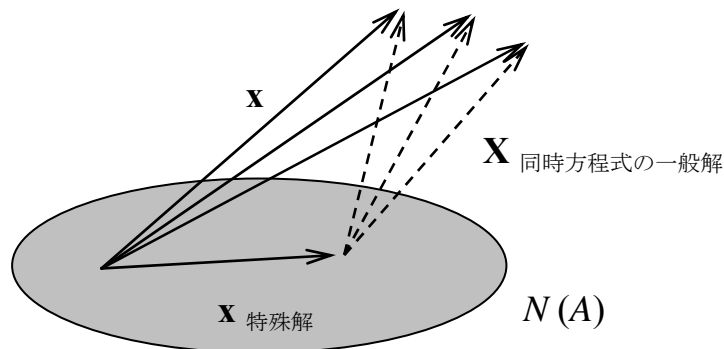


図 4.2.1 同時方程式の一般解と特殊解

そこで行列  $\mathbf{A}$  に直交するベクトル  $\mathbf{g}$  を考える。すなわち

$$\mathbf{A}\mathbf{g} = \mathbf{0} \quad (4-52)$$

である。このような  $\mathbf{g}$  は  $\mathbf{A}$  のランク落ちの数だけ、ここでは 7 つ独立して存在するので、

これを  $\mathbf{g}_1, \mathbf{g}_2, \dots, \mathbf{g}_7$  とする．そしてこれらを並べてできる行列を

$$G^T = (\mathbf{g}_1 \quad \mathbf{g}_2 \quad \cdots \quad \mathbf{g}_7) \quad (4-53)$$

とすると

$$AG^T = A_1 G_1^T + A_2 G_2^T + A_3 G_3^T = 0 \quad (4-54)$$

である．ただし，カメラの内部パラメータに関する行列  $A_2$  にはランク落ちがないので， $G_2^T = 0$  とできる．この  $G$  を用いて， $\mathbf{x}$  に対し

$$G\mathbf{x} = 0 \quad (4-55)$$

という条件をつける．この条件は解のもつ 7 つの自由度を拘束するという意味をもつ．この条件の下で，式(4-32)を最小化すると一意的な解が得られる．この方法を内的拘束法(inner constraint)と呼ぶ． $\mathbf{g}_1, \mathbf{g}_2, \dots, \mathbf{g}_7$  の選び方は任意であるが，画像計測においては係数行列  $A$  の性質から，解析的に容易に作り出せるという特徴がある．しかし，調整値として意味のある拘束の方法は数種類しかなく，そのいずれもが内的拘束法の拡張によるものである．これはパラメータの分散を最小にする解を得ることと同義になる．

$G = (G_1 \quad 0 \quad G_3)$  は次のように作ることができる．

$$G_1 = \begin{pmatrix} \cdots & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots \\ \cdots & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots \\ \cdots & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & \cdots \\ \cdots & 0 & -Z_{0i} & Y_{0i} & 0 & 1 & 0 & \cdots \\ \cdots & Z_{0i} & 0 & -X_{0i} & 1 & 0 & 0 & \cdots \\ \cdots & -Y_{0i} & X_{0i} & 0 & 0 & 0 & 1 & \cdots \\ \cdots & X_{0i} & Y_{0i} & Z_{0i} & 0 & 0 & 0 & \cdots \end{pmatrix} \quad (4-56)$$

$$G_3 = \begin{pmatrix} \cdots & 1 & 0 & 0 & \cdots \\ \cdots & 0 & 1 & 0 & \cdots \\ \cdots & 0 & 0 & 1 & \cdots \\ \cdots & 0 & -Z_j & Y_j & \cdots \\ \cdots & Z_j & 0 & -X_j & \cdots \\ \cdots & -Y_j & X_j & 0 & \cdots \\ \cdots & X_j & Y_j & Z_j & \cdots \end{pmatrix} \quad (4-57)$$

添字  $ij$  はそれぞれ画像番号，ターゲットの番号を表す．第 1～3 行は撮影点と対象空間座標



の重心の平行移動を拘束する．第 4～6 行は重心まわりの回転の拘束，第 7 行はスケールの拘束である．基準尺がある場合は，第 7 行は不要である．なお， $G^T$  が  $A$  に直交することは計算で確かめられている．

ここで，改めて観測方程式と拘束条件式を表記すると，次のようになる．

$$\begin{array}{ccccc} \mathbf{v} & = & \mathbf{e} & - & A \mathbf{x} \\ (m \times 1) & & (m \times 1) & & (m \times n) \quad (n \times 1) \\ G \mathbf{x} & = & 0 & & \\ (c \times n) \quad (n \times 1) & & (c \times 1) & & \end{array} \quad (4-58)$$

式(4-32)で定義した関数に，ラグランジュ未定乗数  $\lambda$  を導入して

$$\begin{aligned} \Phi(\mathbf{x}, \lambda) &= \frac{1}{2} \mathbf{v}^T W \mathbf{v} - \lambda^T G \mathbf{x} \\ &= \frac{1}{2} (\mathbf{e} - A \mathbf{x})^T W (\mathbf{e} - A \mathbf{x}) + \mathbf{x}^T G^T \lambda \rightarrow \min \end{aligned} \quad (4-59)$$

を考える． $\mathbf{x}$  および  $\lambda$  で偏微分して 0 とする．

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial \mathbf{x}} \Phi &= (A^T W A) \mathbf{x} - A^T W \mathbf{e} + \lambda G^T = 0 \\ \frac{\partial}{\partial \lambda} \Phi &= G \mathbf{x} = 0 \end{aligned} \quad (4-60)$$

これより，正規方程式は

$$\begin{pmatrix} A^T W A & G^T \\ G & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{x} \\ \lambda \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} A^T W \mathbf{e} \\ 0 \end{pmatrix} \quad (4-61)$$

と表すことができる．よって解は

$$\begin{pmatrix} \hat{\mathbf{x}} \\ \lambda \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} A^T W A & G^T \\ G & 0 \end{pmatrix}^{-1} \begin{pmatrix} A^T W \mathbf{e} \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} Q & \beta \\ \beta & \gamma \end{pmatrix} \begin{pmatrix} A^T W \mathbf{e} \\ 0 \end{pmatrix} \quad (4-62)$$

となる．では，このときの一般逆行列はどのようなものかを考える．これは推定値の分散共分散行列の計算にも必要となる．いま，簡単のため  $W$  を単位行列として式を誘導する．逆行列の定義から次式が成り立つ．

$$\begin{pmatrix} A^T A & G^T \\ G & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} Q & \beta \\ \beta^T & \gamma \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} I_m & 0 \\ 0 & I_r \end{pmatrix} \quad (4-63)$$

この式から次の4式が得られる.

$$\begin{aligned} A^T A Q + G^T \beta^T &= I_m \\ A^T A \beta + G^T \gamma &= 0 \\ G Q &= 0 \\ G \beta &= I_r \end{aligned} \quad (4-64)$$

この第1式の左から  $G$  をかけると

$$G A^T A Q + G G^T \beta^T = G \quad (4-65)$$

となる. 式(4-54)より  $G A^T = 0$  であり, また  $G G^T$  の逆行列が存在するので

$$\beta^T = (G G^T)^{-1} G \quad (4-66)$$

が導かれる. これを式(4-64)の第1式に代入して次式を得る.

$$A^T A Q = I_m - G^T (G G^T)^{-1} G \quad (4-67)$$

これより, 最終的な一般逆行列の式は

$$\begin{pmatrix} A^T A & G^T \\ G & 0 \end{pmatrix}^{-1} = \begin{pmatrix} Q & G^T (G G^T)^{-1} \\ (G G^T)^{-1} G & 0 \end{pmatrix} \quad (4-68)$$

ここで  $Q = (A^T A + G^T G)^{-1} - G^T (G G^T G G^T)^{-1} G$

以上の議論では, 全未知パラメータの分散を最小にするよう一般逆行列を求めたが, 計測において重要視されるのは対象点座標についてである. そこで, 撮影位置や回転角に係する拘束条件  $G_1$  を  $\mathbf{0}$  として, 対象点座標の分散のみを最小にすることを考える. これによりコンピュータでの計算速度が向上するといった利点も生まれる.  $G$  の代わりに

$$B = \begin{pmatrix} 0 & 0 & G_3 \end{pmatrix} \quad (4-69)$$

で拘束を与える. このとき一般逆行列は

$$\begin{pmatrix} A^T A & B^T \\ B & 0 \end{pmatrix}^{-1} = \begin{pmatrix} Q & G^T (B G^T)^{-1} \\ (G B^T)^{-1} G & 0 \end{pmatrix} \quad (4.70)$$

ここで  $Q = (A^T A + B^T B)^{-1} - G^T (G B^T B G^T)^{-1} G$

によって求められる.

### 4-3 計測の手順

前節まで精密写真測量の理論について述べた．ここでは計測の手順に従い，計測における各要素技術について記述する．計測の作業は大きく分類すると

- ・ 計画
- ・ 撮影と画像処理・解析
- ・ 結果の評価

の3段階に分けることができる．その一連の手順と各段階における作業内容を図 4.3.1 に示す．

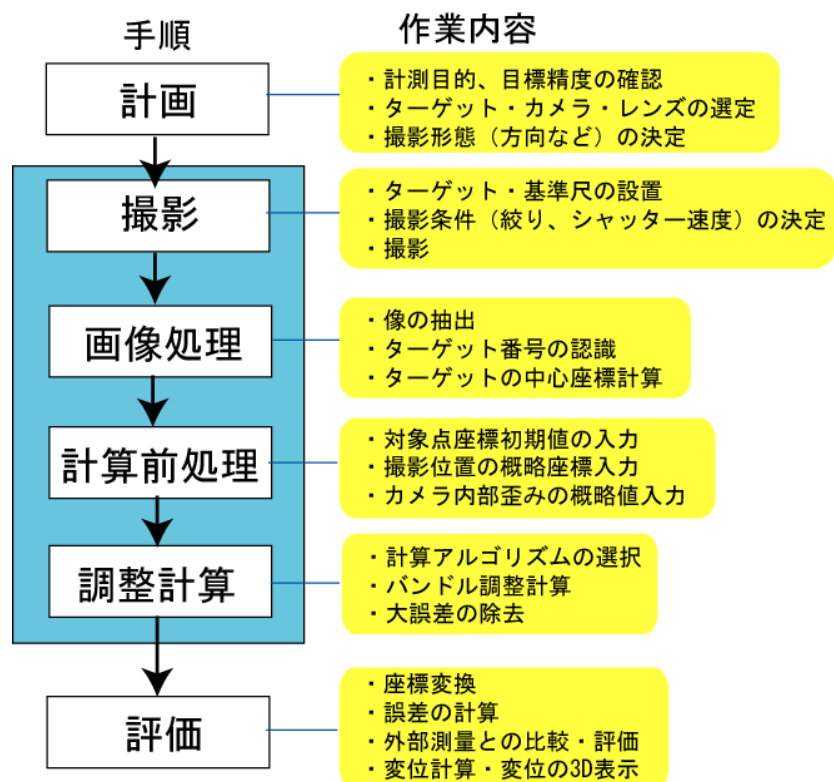


図 4.3.1 デジタル精密写真計測の作業手順

計測精度は，対象点の観測精度，レンズひずみのキャリブレーション，および撮影形態に影響を受ける．高精度な計測を行うためには，これらの項目に対してよい計画を立てることが必要となる．具体的には，カメラやターゲットの選定，ターゲットの設置位置の決定，および撮影枚数と撮影位置・角度の決定等を行う．計測の計画を立てると，次の段階は撮影と画像処理である．計測の作業としてはメインとなる段階である．ここでは，基準尺やターゲットの設置，写真撮影，解析までの作業を行う．

最後に行うのが結果の評価である．解析で得られるのは対象点の任意の座標系での座標値である．求められる計測結果にもよるが，この値を用いて，絶対座標への変換，外的精度の計算，変位の計算等を行う．

#### 4-3-1 ターゲットの選定

画像から観測値として得られるのは対象点の位置であり，その位置から対象点座標をはじめとする未知数を求める．観測値の精度が未知数の推定値の精度に影響を与えるから，画像上の対象点を高精度に計測することが重要となってくる．

本研究においては，対象点に設置するターゲットとして，図 4.3.2 に示すようなフラッシュの光を強く返す反射ターゲットを使用する．ターゲットは微細なガラスビーズをシート上に並べ，入射光を乱反射させるものである．また，周囲は黒色無反射塗料で印刷されており，暗い背景にくっきりとターゲット像が写るようになっている．撮影後はコンピュータ上でターゲットの重心を計算し，これを画像上の観測座標値とする．反射部が円形をしているため，斜めから撮影しても楕円に写り，容易にその重心を計測することができる．しかし実際は，一定以上の角度をつけて撮影した場合は反射光量が少なくなりターゲット像が暗く写るので，背景との明度差がでないため，正確な重心の座標が計測できない．後述の球形ターゲットはこの欠点を解消するものであるが，実用化には至っていない．

高精度で観測値を得るためには，画像に写ったターゲットの大きさも影響してくる．CCD 面においてその直径が 4～5 画素以上で写るのが目安とされている．ここから，精度の確保に必要なターゲットの大きさが縮尺（=画面距離/撮影距離）を考えることで求められる．例えば 1 画素が 0.01mm 四方，画面距離 25mm のカメラで 10m 先の対象物を計測したい場合，必要なターゲットの大きさ（直径）は

$$(0.01 \times 5) \div \frac{25}{10000} = 20\text{mm}$$

と計算できる．

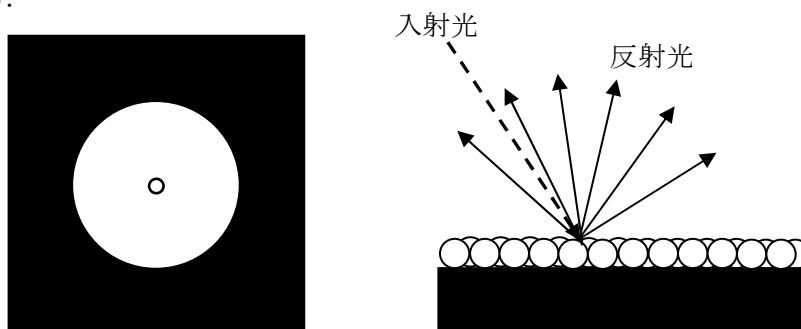


図 4.3.2 反射ターゲット

#### 4-3-2 カメラとレンズの選定

本研究で使用するのはレンズ交換やマニュアル撮影が可能な一般用のデジタルカメラである．ターゲットの像を抽出する際，現在のところカラー情報を用いていないので，カラー仕様のカメラで撮影した画像でも色を平均化してグレースケールに変換する作業が必要である．

CCD のサイズは，使用するレンズとともに 1 枚の写真に写せる範囲（画角）を決める要素であり，重要となってくる．基本的にはこのサイズが大きいほど広い範囲を撮影できる

ため有利である．特にトンネル内での計測ではできるだけ大きなサイズの CCD を搭載するカメラを選定する必要がある．なお，1 画素のサイズは，メーカーにもよるが 10 $\mu$ m 前後のものが一般的である．

レンズの選定においては，そのレンズの焦点距離（画面距離）が問題となってくる．焦点距離の短いレンズ（広角レンズ）ほど画角が広いので 1 枚の写真に広い範囲を写すことができるため，トンネル内での計測では有利であると言える．しかしレンズひずみの観点からみると，焦点距離が短いほど光の湾曲が大きくなり，ひずみが大きくなるという欠点もある．そのため，レンズの選定は撮影現場の状況に応じて行う必要がある．

### 4-3-3 撮影形態と精度

撮影形態とは，どこから何枚撮影するかという問題である．撮影形態によって観測方程式の係数行列  $A$  の値が変わり，それが  $(A^T W A)^{-1}$  として精度に影響を与える．目標精度，つまり未知パラメータの分散の上限値が与えられたとき，それを満足するような係数行列  $A$  をどのように構成すればよいか，という問題である．この問題に関しては，未だ統一的な理論が確立されておらず，シミュレーションによってある程度の指針を得たうえに経験を加味して判断しているのが現状である．

撮影形態を考える上で重要となるのは，撮影角度，写真枚数，および写真の接続である．

撮影角度については，任意の 1 点を 2 つ以上の方向から見るときの角度をできるだけ大きく（90 度に近く）取るようにする．角度が狭いと，画像面上での誤差による対象物の位置測定誤差が大きくなる．十分な角度をもって撮影された画像ネットワークを「強いネットワーク」と言う．写真枚数とは言い換えれば，一つの対象点を何本の光線で決定するかということである．図 4.3.3 はそのイメージ図である．光線の本数が多いほど対象点の存在範囲は小さくなり，すなわち計測精度は上がる．

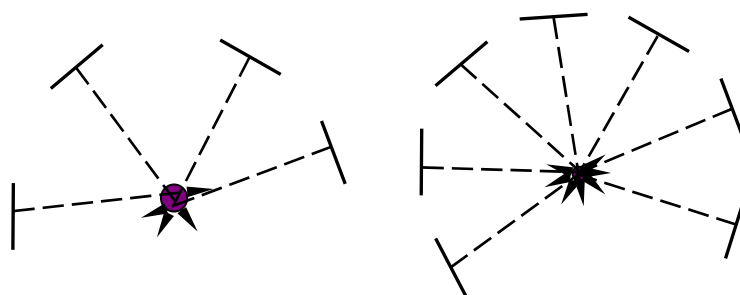


図 4.3.3 光線の本数と対象点の存在範囲

計測精度と，1 地点からの光線の本数の間には次のような関係がある<sup>15)</sup>．

$$\sigma_{xyz} = \frac{q}{\sqrt{k}} \cdot \frac{d}{c} \cdot \hat{\sigma}_0 \quad (4-71)$$

ここで  $\sigma_{xyz}$  : 対象点座標の平均精度（標準偏差）

- $q$ : ネットワークの強度を表す係数  
 $k$ : ひとつ（またはその近傍）の撮影場所から写した枚数の平均値  
 $d$ : カメラから対象物までの概略距離  
 $c$ : レンズの画面距離  
 $\hat{\sigma}_0$ : CCD 面上での計測誤差（標準偏差）

これは観測が独立であれば，対象点の存在の範囲は撮影枚数の平方根に反比例して小さくなることを意味している．また，対象物上の誤差と画像面上の誤差は比例することも示している．比例定数  $q$  は撮影形態の効果を表す値で，小さいほど観測のネットワークは強く，強いネットワークでは  $q = 0.5 \sim 0.7$  程度の値をとる．

写真の接続については，理想的には対象物全体を覆うように，各方向から撮影するのがよい．このような撮影を収束撮影という．しかし，対象物が大きい場合には，全体が 1 枚の写真に写らないことがある．そのような場合には完全な収束撮影は不可能であり，写真同志をオーバーラップして写すことによって接続させる必要がある．このとき接続の輪を閉じるような撮影，つまり各々の画像について両側から拘束することができれば，全体の計測精度を上げることができる．この様子を図 4.3.4 に示した．開いた接続の場合，どうしても端の点のネットワークが弱くなる．トンネル内での計測に限って言えば，大断面トンネルでは左右両壁面の接続が困難な場合がある．そのような場合は，地上にターゲットを仮設する，撮影枚数を増やす，などの処置が必要である．

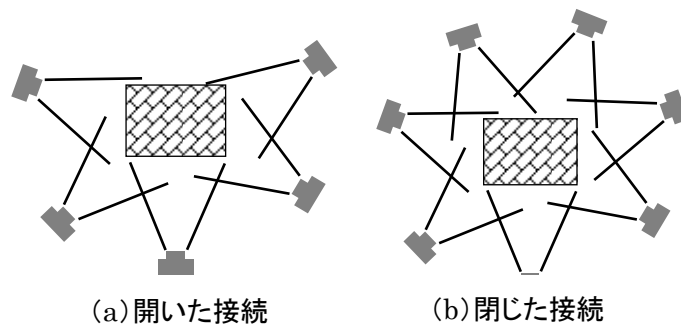


図 4.3.4 開いた接続 (a) と閉じた接続 (b)

現場計測では，撮影位置やターゲットの設置に制約のあることが多く，必ずしも要求される精度が満足できるわけではない．そこで，枚数・ターゲット数の増減によって，計測精度（内的精度）がど

のように影響を受けるか，の実験結果を示す  
 19) 枚数は 40 から 5 枚おきに 15 枚まで 6 パターン，ターゲットは 90 から 10 個ずつ減

表 4.3.1 枚数～ターゲット数～精度の相関

		ターゲット数						
		90	80	70	60	50	40	30
画像枚数	40	0.0949	0.0966	0.0982	0.9710	0.1013	0.1048	0.1158
	35	0.1014	0.1032	0.1050	0.1039	0.1089	0.1122	0.1250
	30	0.1211	0.1236	0.1260	0.1267	0.1337	0.1408	0.1650
	25	0.1306	0.1324	0.1348	0.1382	0.1451	0.1505	0.1749
	20	0.1466	0.1509	0.1532	0.1558	0.1640	0.1717	0.2029
	15	0.1909	0.1954	0.2069	0.2078	0.2225	0.2498	0.3114



らして 30 個まで 7 パターンを考え、それぞれの組み合わせについて内的精度 の計算を行った。表 4.3.1 にその結果を、また内的精度を鉛直軸としたときのプロット図を図 4.3.5 に示す。

ここから、ターゲット数よりも画像枚数の方が精度への影響が大きいことがわかる。例えば(枚数,ターゲット数)が(30,40)と(90,15)の 2 組は、観測方程式・未知パラメータの数ではほぼ同数であるが、両者の精度は 2 倍弱の違いがある。ターゲットを多数設置することが困難な場所では、枚数を多くすることで、精度を確保可能であることがわかる。

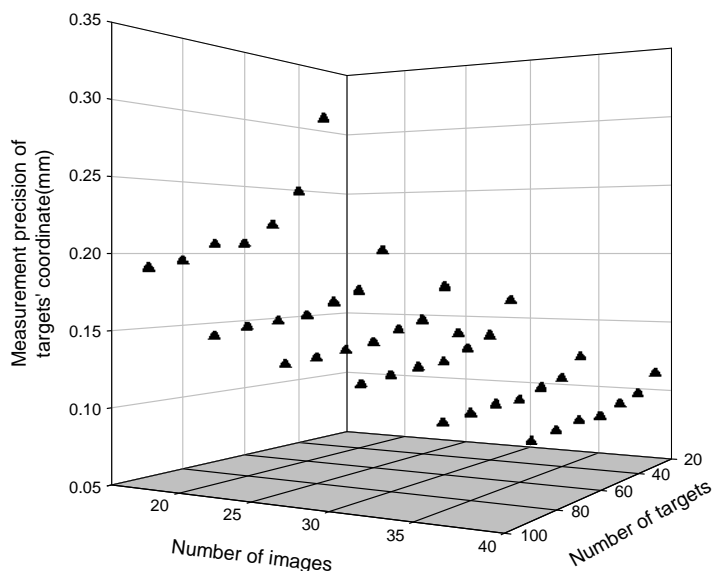


図 4.3.5 枚数～ターゲット数～精度の相関

#### 4-3-4 撮影作業

撮影を行うにあたって、まずは絞り、ピント、シャッター速度、感度を設定しなければならない。絞りについては、最大にする。またピントは無限大とする。この時、カメラの内部パラメータは全画像で一定でなければならないので、レンズコーンが撮影の際に動かないようにしっかりと固定すべきである。シャッター速度および感度については、撮影現場の条件によって適切に決める。基本的には、周囲が暗くなるようにシャッター速度を速くし、かつ感度を落として撮影する。既に述べたように、理想的な画像は暗い背景にはっきりと反射ターゲットが写っているものである。

条件設定が決まれば、あらかじめ設定した撮影点から対象を撮影していくわけであるが、この時カメラを光軸周りに回転させながら撮影を行う。これは同一の点の像をできるだけ画面上に分散させ、レンズひずみのパラメータの同定精度を上げるための処置である。

#### 4-3-5 画像処理

撮影が終わると次は画像処理を行う。撮影した画像はカメラに内蔵されたハードディスクもしくはメモリーカードに保存されているので、これをコンピュータに取り込む。画像はグレースケールに変換し、明度を各画素 8 ビット (0～255) として取り扱う。

画像処理においては、まず画像上のターゲットの中心座標を計算し、同時に番号を付けていく。なお、ここでの番号とはあらかじめターゲットごとに割り振った番号である。ター

ゲットの中心座標は、本手法において直接観測等を除くと唯一の観測値であり、後の計算を行ううえでの生命線といえる。ターゲットの中心座標の求め方を簡単に記すと次の通りである。

- (1) 像を含む枠を切り出す。
- (2) 切り出した枠内の最高明度画素のレベルと背景レベルの平均値を求め、これより明るい部分を中心に新しい枠を切り出す。
- (3) 新しい枠内でしきい値より暗い画素の明度を 0 に置き換える。
- (4) 枠内の画素値の重心を計算し、ターゲットの中心座標とする。

この作業により、1 画素（約  $10\mu\text{m}$ ）の  $1/10\sim 1/30$  の精度で画像上のターゲットの座標値を求めることができる。

このような処理の後、写真に写ったターゲット像の中には、暗かったり障害物に一部が隠れていたりして重心が正確に算出できないものもある。それらを除くために、繰り返し計算をした後に観測式の残差を調べる。残差が極端に大きいものは何らかの理由でターゲット像がはっきり写っていないことが考えられる。そこで、画像で確認してその像を観測値から外す。その際、次の座標推定精度の計算に基づいて誤差の大きさが検知される。

未知数の分散共分散行列（式(4-49)）の対角項に並ぶ各対象点座標の分散を  $V_{Xi}$ ,  $V_{Yi}$ ,  $V_{Zi}$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ ) とすると

$$\sigma_X = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n V_{Xi}}$$

$$\sigma_Y = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n V_{Yi}} \quad (4-72)$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n V_{Zi}}$$

$$\sigma_{XYZ} = \sqrt{\frac{\sigma_X^2 + \sigma_Y^2 + \sigma_Z^2}{3}} \quad (4-73)$$

である。ここで  $\sigma_{XYZ}$  は各軸についての推定誤差の標準偏差  $\sigma_X$ ,  $\sigma_Y$ ,  $\sigma_Z$  の 2 乗平均平方根(RMS)である。この量は、観測方程式から計算される統計的な量であり、通常はこの値を計測した 3 次元座標の内的精度として用いている。

## 4-4 リアルタイム計測のための接続法

前節まで精密写真測量の計測手順を記述した。本章のはじめにも記述したように、不連続性岩盤の動態観測を行うためには、多数の計測点を多数枚の画像に撮影する作業が必要となる。前章で不連続性岩盤における支保設計に対するブロック理論の有用性を議論した。本章で述べる精密写真測量は、ブロック理論に基づいて対策を行った箇所の変位をモニタリングすることによって、その対策工の効果を把握し、さらに無対策の部分を含めて施工中の安全性を監視することを目的とする。そのためには、リアルタイムの計測が要求される。しかしながら、方程式群を解くにあたって、観測方程式の線形化のために全ての未知数に対して初期値を設定する必要があることは既に述べた。これを実際に行うとき、カメラの内部パラメータの初期値設定については容易である。画面距離は使用したレンズの焦点距離で与え、その他のパラメータは 0 としてよい。しかし、問題は対象点座標と外部標定要素である。あらかじめ概算値を計測（目測）しておくことも考えられるが、撮影枚数やターゲットの数が多かったりすると、これらの初期値設定はリアルタイム計測に支障をきたす作業となる。

本研究はこの課題を解決するための解析法について考察する。画像処理において、一般に最初は対象点座標、外部標定要素、カメラの内部パラメータは全て未知である。しかし、写真を処理していくにしたがって徐々に既知情報が増えていく。よって、その段階までに既知になった情報を用いて次の写真の未知数を求めることができれば、効率的に画像処理を進めていくことができる。これを利用して、次に述べる後方交会(resection)法、と前方交会(intersection)法との組み合わせによるリアルタイム計測を構築する。これらの方法について詳細に述べる。

### 4-4-1 後方交会法

外部標定の初期値を与える最も単純な方法は、画像を見て概略値を判断する方法である。幸い初期値にかなり粗い数字を設定しても、よほどの誤りがない限り計算は収束する。その意味ではここで述べる後方交会法を使う必要はない。後方交会法を用いてより正確な値を求めるのは、次の段階で外部標定を用いて前方交会法により対象点座標を算出するためである。図 4.4.1 に後方交会の概念を示す。後方交会法には単写真標定と DLT(Direct Linear Transformation) の 2 つがあるが、ここでは単写真標定について説明する。

単写真標定は文字通り 1 枚の写真を用いるミニバンドル調整である。すなわち共線式がある初期値回りで線形化し、収束するまで繰り返し解を更新していく。未知数は、カメラの内部パラメータを除けば、写真の撮影位置と角度の 6 個である。したがって、座標既知の 3 点から得られる 6 本の共線条件式があれば解くことができる。実際は 5、6 点の既知座標をとって精度を上げる。手法としてはバンドル調整と全く同じであるため、詳細の説明は省略する。収束の結果得られる 2 乗誤差が大きければ、初期値の設定か番号認識に誤り

があることを示す．これを利用して，画像処理の際の入力ミスを事前に防ぐことが可能である．

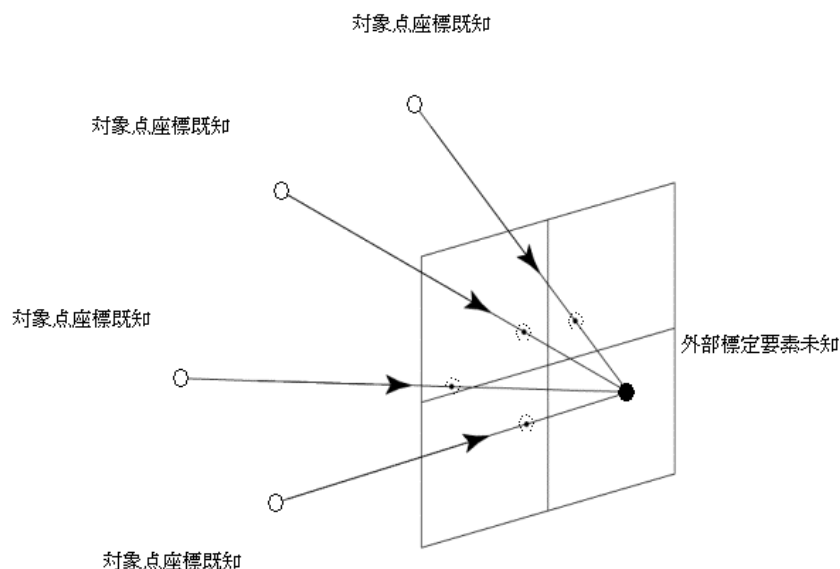


図 4.4.1 後方交会法 の概念

#### 4-4-2 前方交会法

次に，外部評定が既知の 2 枚の写真から対象点座標を求める方法，すなわち前方交会法について述べる．図 4.4.2 は前方交会の概念を表した図である．図からも分かるように，それぞれの画像上の像からでた 2 本の光線の交点の対象点となる．しかし，実際は誤差のために 2 本の光線は交差しない．そこでここでは，図 4.4.3 に示すように，2 本の光線と直交する直線を考え，その直線と 2 本の光線の交点をそれぞれ  $Q_1$ ,  $Q_2$  とすると，線分  $Q_1 Q_2$  の中点を対象点座標とする．

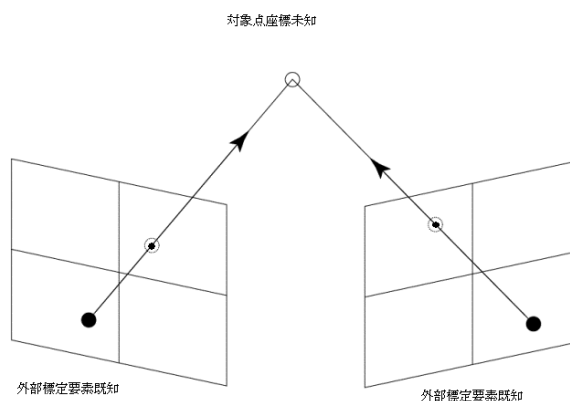


図 4.4.2 前方交会法 の概念

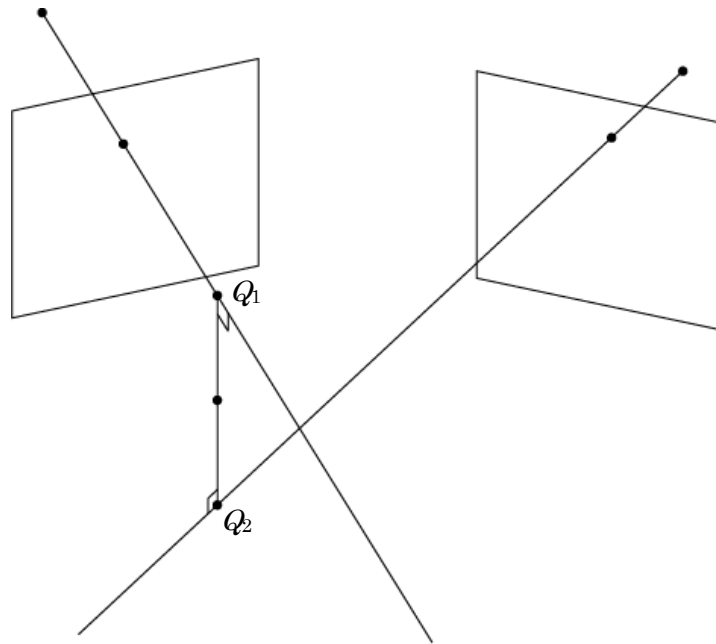


図 4.4.3 2本の光線の光点

#### 4-4-3 写真接続の手順

実際の画像処理では未知数について事前の近似値は何も与えられていないことが多く、その状態から写真接続を行い、ターゲットの番号認識を行っていくことになる。ただし、前提として写真は連続して十分な重複度をもって撮影されているものとする。つまり、撮影の際にはここで述べる接続の手順を考慮して写す範囲や順序を決める必要がある。接続の手順は次のようになる。

- (1)最初の2枚の写真の全ての像に番号をつける。
- (2)この2枚の写真に共通して写っている3点以上の点について、3次元座標の概略値を与える。
- (3)与えた座標を用いて写真1および写真2の外部標定を後方交会(単写真標定)で求める。このときの外部標定の初期値は画像を見て概略値を入れる。
- (4)写真1および写真2に共通して写っている点の3次元座標を前方交会で求める。
- (5)写真3の像のうち、これまでの操作で座標既知となった点の中から3つ以上番号付けする。
- (6)写真3を後方交会し、外部標定を求める。
- (7)写真3上の座標既知の点についての番号認識を行う。
- (8)座標未知の点((7)で認識できなかった点)について手動で番号付けをする。
- (9)それまでの写真とのペアで前方交会し、座標未知の点の3次元座標を求める。このとき

にまだ像の数が 1 つしかなく，前方交会できなかつた点については保留し，適当な写真が現れるのを待つ．

(10)以下，この手順を繰り返す．

このようにして，後方交会と前方交会，そして点の投影を繰り返し適用することで，効率的に画像の処理を行うことができる．実際の作業では，適当な枚数の画像を処理した段階で，それまでに処理した画像についてバンドル計算を行い，概略値を最確値に近づける作業を行っている．こうして全ての画像について処理が終わると，全画像についてバンドル調整計算を行い，未知数の推定値を求める作業に入る．

## 4-5 相似変換による 3 次元座標調整

### 4-5-1 3 次元表現の利用

本研究では、デジタル精密写真計測によって得られた対象物の 100～300 点以上の 3 次元座標を利用して、不連続性岩盤の挙動を視覚化することを目指している。

図 4.5.1 は、バンドル調整計算して得られた対象の反射ターゲットの解析値を用いて、コンピュータ上でトンネルを 3 次元的に表現したものである。

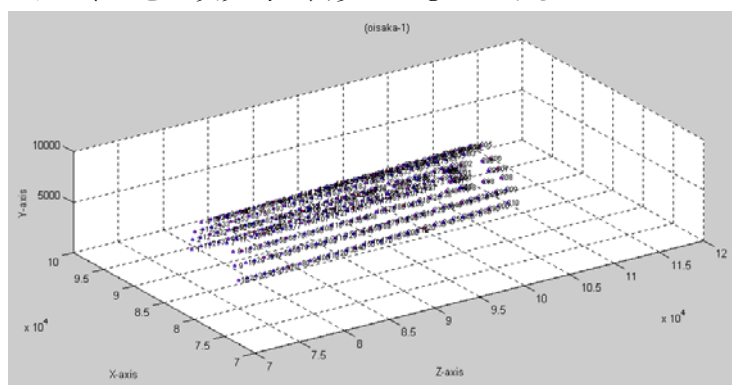
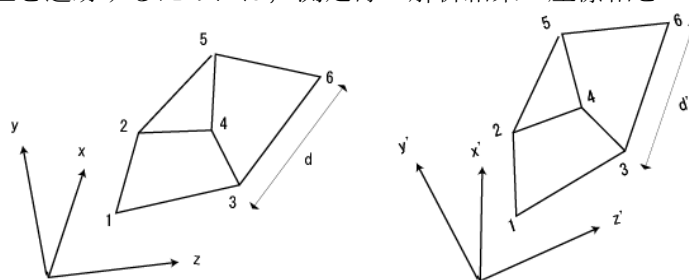


図 4.5.1 解析結果を使ったトンネル形状の 3 次元表現

図から明らかなように、310 点のターゲットで十分にトンネルの形状を表現していることがわかる。

デジタル精密写真計測の解析では、フリーネット解を求めていることから、図 4.5.2 に示すように、測定毎の 3 次元座標の座標軸は微妙に異なっている。このため、継続したターゲットの変位を追跡するためには、測定毎の解析結果の座標軸を一致させる必要がある。



1回目と2回目の撮影・解析結果では、形状は正確に再現され、3と6の距離は等しく表されるが、座標軸は微妙に変化する。この為、二つの座標軸を調整してあわせる作業が必要となる(相似変換)。

図 4.5.2 相似変換の説明

座標変換の手法については、相似変換を行うが、以下に述べる問題が伴う。

- ① いわゆる基準点が存在しない（基準点と称するものが存在しても不動であることを確認できない）ため、相似変換の基準点が存在しない。
- ② 相似変換の基準には、最低 7 つの基準成分（例えば P 点の  $x, y, z$  と Q 点の  $x, y$  と R 点の  $x, z$  など）が必要であるが、①の理由で存在しない。



このような状況下で、以下のような対応が可能である。

- ① 光波測距儀のような他の手法による外部測量による基準点測量
- ② 複数の対象点を不動点として扱い、基準点と仮定する。

対象のターゲットの精密な絶対変位を求めるためには、外部測量の採用が望ましい。外部測量が可能な場合には、基準点として反射ターゲットの必要な部分を測量することで計測毎の相似変換に利用できる。しかしながら、地中深くや、急峻な山地などで、外部測量を利用できない場合には、不動点と見なしたターゲットを基準点とする「みなし基準点」を相似変換の基準点として利用することとした。

本研究は、不連続面性岩盤の挙動監視が目的であり、基準点の利用が困難な場所での適用も含まれるため、3次元表示には絶対的な変位量の精度は求めないことにし、今後の課題とした。

#### 4-5-2 相似変換（絶対評価）<sup>16)</sup>

フリーネットワーク解法で解いた場合、実際の対象物とは異なった大きさ（スケール）・座標値を持つ形状が再構成される。これを、実際の座標系へ重ね合わせる方法を相似変換と呼ぶ。

相似変換は次のような場合にもちいることができる。

- 1) 外部測量によるいくつかのターゲットの実測値がある
- 2) あらかじめ定めた座標系（工事のローカル座標系など）で座標を表したい

以下に、本研究で使用した相似変換の方法を述べる。

二つの図形を重ね合わせるためには、次の3つの操作を必要とする。

- 1) 伸縮（スケール調整）
- 2) 平行移動
- 3) 回転

本研究では、これら3つの操作を独立に行う方法「特異値分解法」を使用する。初期値不要の閉じた方法であるが、3つの動作が独立に行えるという仮定に基づく近似的な方法である。

ここで、記号を定義しておく。

- $\mathbf{x}_i$  : 基準側の第*i* 番目の点の座標 ( $3 \times 1$ )
- $\mathbf{y}_i$  : モデル側の第*i* 番目の点の座標 ( $3 \times 1$ )
- $\mathbf{v}_i$  :  $\mathbf{x}_i$  に  $\mathbf{y}_i$  を重ねたあとの残差 ( $3 \times 1$ )
- $s$  : スケールの比 (基準/モデル)
- $\mathbf{M}$  : 回転行列 ( $3 \times 3$ )
- $\mathbf{t}$  : 平行移動ベクトル ( $3 \times 1$ )

すなわち,

$$\mathbf{x}_i = s * \mathbf{M} * (\mathbf{y}_i - \mathbf{t}) + \mathbf{v}_i \quad i=1, \dots, n \quad (4-74)$$

である.

3つの操作を独立に行う.

#### 1) スケールの調整

それぞれの形状において, 各点の重心からの距離の2乗和の平方根を計算し, その比を持ってスケール比とする.

基準側の重心座標  $\mathbf{x}_g = (\sum \mathbf{x}_i) / n$

モデル側の重心座標  $\mathbf{y}_g = (\sum \mathbf{y}_i) / n$

そしてこれらを原点として計った座標値をそれぞれ改めて  $\mathbf{x}_i, \mathbf{y}_i$  と書く. すなわち

$$\mathbf{x}_i = \mathbf{x}_i - \mathbf{x}_g, \quad \mathbf{y}_i = \mathbf{y}_i - \mathbf{y}_g \quad i=1, \dots, n \quad (4-75)$$

である. スケール比  $s$  は

$$s = \sqrt{\sum \text{norm}(\mathbf{x}_i)^2 / \sum \text{norm}(\mathbf{y}_i)^2} \quad (4-76)$$

で与えられる.  $\sqrt{\quad}$  は平方根を  $\text{norm}$  はベクトルのノルムを表す.

この比をモデル座標にかけて, スケールを合わせ, あらためて  $\mathbf{y}_i$  とおく. すなわち

$$\mathbf{y}_i = s * \mathbf{y}_i, \quad i=1, \dots, n \quad (4-77)$$

である.

#### 2) 平行移動

以上の操作で両者の重心が原点になっている. つまり平行移動は終わっている.

#### 3) 回転

$\mathbf{y}_i$  にたいし回転行列  $\mathbf{M}$  で表される回転を施して  $\mathbf{x}_i$  に重ね合わせる. このときの残差  $\mathbf{v}_i$  の2乗和が最小になるような  $\mathbf{M}$  を求める.

$$\mathbf{v}_i = \mathbf{x}_i - \mathbf{M} * \mathbf{y}_i \quad (4-78)$$

$$\begin{aligned} E &= \mathbf{v}' * \mathbf{v} = \sum \mathbf{v}_i' * \mathbf{v}_i = \sum (\mathbf{x}_i - \mathbf{M} * \mathbf{y}_i)' * (\mathbf{x}_i - \mathbf{M} * \mathbf{y}_i) \\ &= \sum \mathbf{x}_i' * \mathbf{x}_i - 2 \sum \mathbf{x}_i' * \mathbf{M} * \mathbf{y}_i + \sum \mathbf{y}_i' * \mathbf{y}_i \end{aligned} \quad (4-79)$$

ここで  $\mathbf{M}$  は直交行列だから  $\mathbf{M}' * \mathbf{M} = \mathbf{I}$  となることを用いた.

第1項と第3項は一定だから,  $E$  を最小にするには  $\sum \mathbf{x}_i' * \mathbf{M} * \mathbf{y}_i$  を最大にすればよい.

$$\begin{aligned} E_1 &= \sum \mathbf{x}_i' * \mathbf{M} * \mathbf{y}_i \\ &= \sum \text{trace}\{ \mathbf{x}_i * (\mathbf{M} * \mathbf{y}_i)' \} \\ &= \text{trace}\{ (\sum \mathbf{x}_i * \mathbf{y}_i') * \mathbf{M}' \} \\ &= \text{trace}\{ \mathbf{N} * \mathbf{M}' \} \end{aligned}$$

ただしここで  $\mathbf{N} = \sum \mathbf{x}_i * \mathbf{y}_i'$  とおいた.

この  $3 \times 3$  行列  $\mathbf{N}$  を  $\mathbf{N} = \mathbf{U} * \mathbf{S} * \mathbf{V}'$  と特異値分解する.  $\mathbf{U}, \mathbf{V}$  は直交行列,  $\mathbf{S}$  は特異値を対角項に持つ対角行列である.

$$\begin{aligned} E_1 &= \text{trace}\{ \mathbf{U} * \mathbf{S} * \mathbf{V}' * \mathbf{M}' \} \\ &= \text{trace}\{ \mathbf{V}' * \mathbf{M}' * \mathbf{U} * \mathbf{S} \} \end{aligned}$$

trace は、積が実行できるならば行列の積の順序に無関係であることを用いた。  
 これが最大になるのは  $V' * M' * U = I$  となるときであるから (注 1)

$$M' = V * U' \quad \therefore M = U * V' \quad (4-80)$$

として  $M$  が計算できる。

(注 1) 証明

$A = V' * M' * U$  は直交行列である。なぜなら  $A' * A = I$  だから。

よって、 $A$  が直交行列であるとの条件のもとで  $\text{trace}\{A * S\}$  を最大化する。

Lagrange 乗数行列を  $L$  として

$$\phi = \text{trace}\{A * S\} - (1/2) \text{trace}\{(A' * A - I) * L\}$$

とおく。

$$\partial \phi / \partial A = S' - A * L = 0 \quad \therefore A * L = S \quad (\because S' = S) \quad \therefore L = A' * S$$

$L$  は対称であるから  $A' * S$  も対称でなければならない。

さらに  $S$  は対角行列であるから対称である。よって  $A$  は対称でなければならない。

対称な直交行列は単位行列である ( $\because M^2 = M * M' = M * M - I = I$ )。よって  $A = V' * M' * U = I$ 。

### 4-5-3 相似変換の基準点

相似変換は、フリーネット解析により得られた結果が任意座標系であるため、1回目（初期値）および2回目以後の結果を同一座標系（現場座標系）で表現する手法であり、基準点の数量と位置の選択により、測定結果の前後を比較して算出する対象ターゲットの変位量が一意的に決まらない課題が存在する。

ここでは、2次元の例として、図4.5.3(a)が1回目（初期値）の解析結果とし、(b)がその後2回目（測定値）の解析結果とした場合、図(c)～(e)は基準点の取方によって得られる形状の変化傾向は得られるもの、変位量が異なることがあり得ることを示したものである。

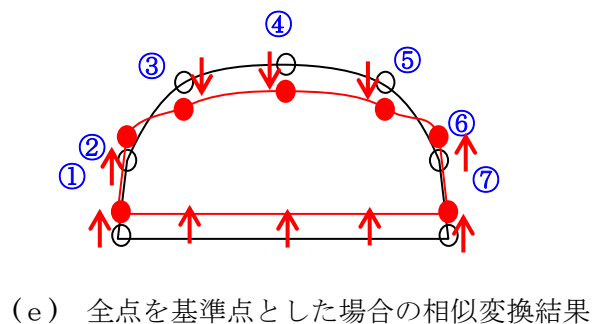
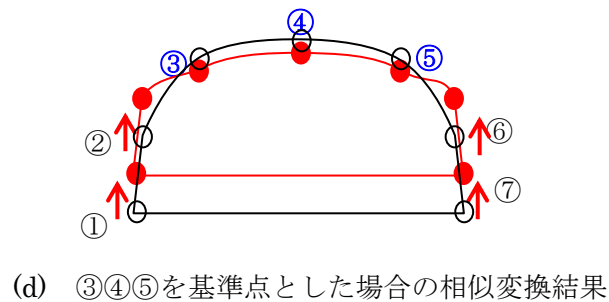
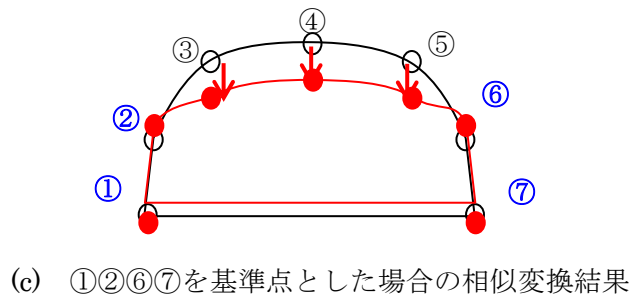
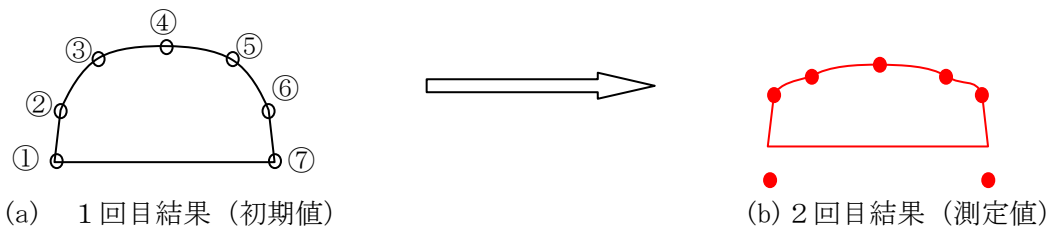


図 4.5.3

座標相似変換は、フリーネット解析により得られた結果を同一座標系に変換して、全観測点の変状傾向を把握することができる。ただし、基準点の設定によって変状の傾向は比較的保たれるものの、絶対的な変位量が一意的に定まらない。本研究では、掘削工事による地山の挙動を把握するため、相似変換の基準点として、移動していないとみなすことのできる点を「みなし基準点」として捉え、各現場毎に地質や地形、その他の観測記録からみなし基準点を選択して、相似変換作業を実施した。

例えば、図4.5.4の緑枠に囲まれた十字形の部分にあるターゲットを基準点とした相似変換を行う。

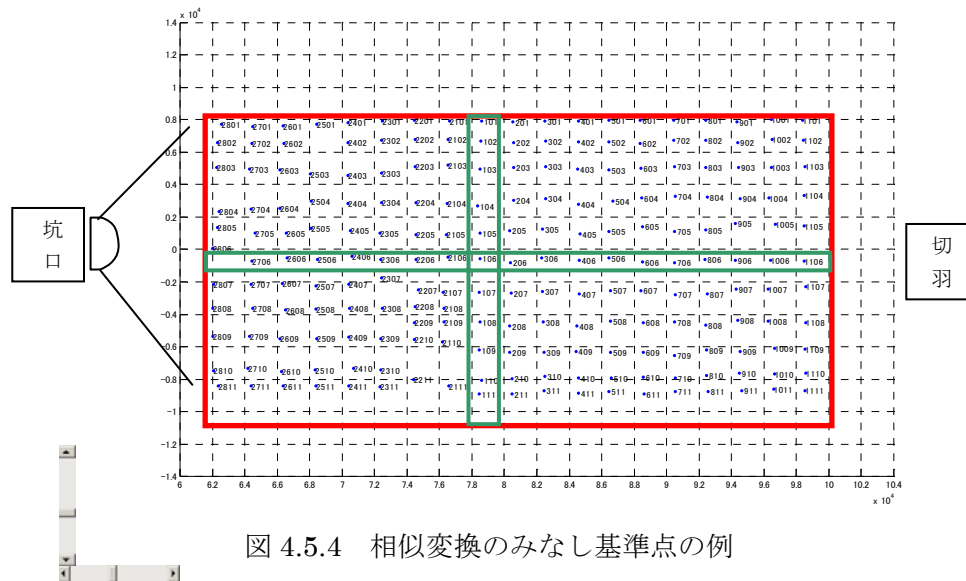


図 4.5.4 相似変換のみなし基準点の例

基準点を、同一の現場で固定した場合は、図 4.5.5 に示すように、岩盤の形状変化は十分表現できる事がわかった。

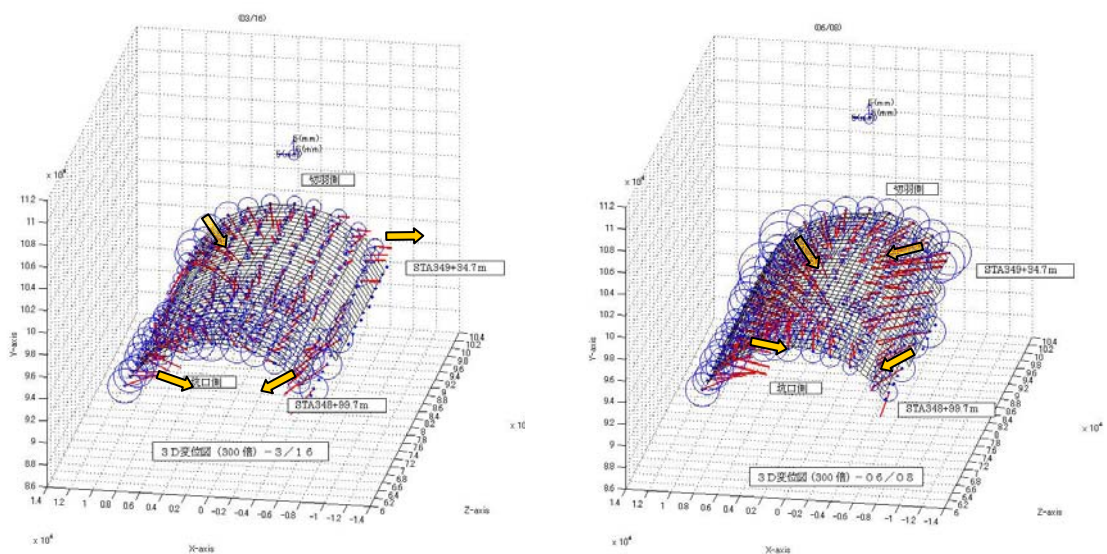


図 4.5.5 相似変換による岩盤の形状変化の監視

## 4-6 トンネルにおける精密写真測量の適用

山陽新幹線トンネルのコンクリート崩落事故をはじめとして、トンネルのメンテナンス作業の一部として、供用中トンネル・老朽化トンネルの変位計測の重要性が増している。

本論文で提案したデジタル写真計測を利用した手法は、広範囲に多点の反射ターゲットを設置することで、各ターゲットの 3 次元座標を決定することができるので、複数回の撮影により、変位を表現することができる。対象の岩盤構造物などを 3 次元表示することで、岩盤構造物などの挙動把握に有効である。

本論文では、デジタルカメラを用い、精密写真測量を組み合わせ、トンネルの形状変化（変位・変形）を計測できるよう理論を再構成し、低コストで精度良く広範囲にトンネル覆工の変位を計測できるシステムを開発し、その精度を検証した。

デジタルカメラを使用した精密写真測量の特徴を活かした適用方法を表 4.6.1 にまとめ、法皇トンネルの 4 車線化工事において適用性を実証した<sup>17)</sup>。

表 4.6.1 デジタル精密写真測量の特徴

特徴	内容	
多点同時測定	60 点～700 点の変位を同時に測定可能	中央構造線の変位を測定監視
測定器（カメラ）位置の任意性	測量機器のように、観測位置を固定する必要がない	手持ちカメラで、測定点を撮影 交通規制の必要がない 工事中の現場で任意の場所から撮影
3 次元座標を扱う	測定点は $x, y, z$ 座標で求められる	掘削に伴う岩盤の変形を 3 次元の変位として求め、3 次元表示をする

### 4-6-1 法皇トンネル工事概要

実証作業は、日本道路公団高知自動車道法皇トンネルの併設避難坑を拡幅して、上り線とする 4 車線化工事において、近接施工となる供用路線が中央構造線と交わる部分で、変状監視、新規トンネルの情報化施工の一環として実施した。

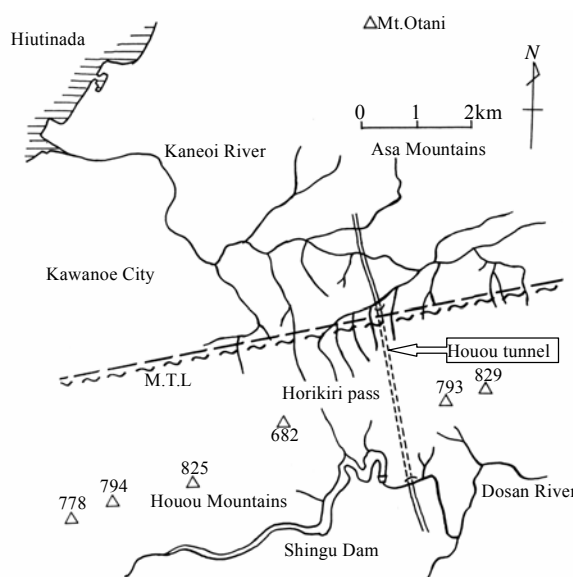


図 4.6.1 法皇トンネル位置図

#### 4-6-2 地質

法皇トンネルは、図 4.6.2 に示すように、四国地方を東西に横切る中央構造線と交差している。図 4.6.3 に、地質縦断面図を示す。

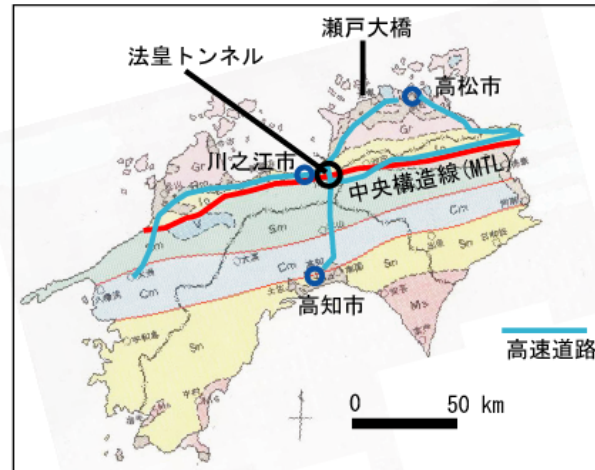


図 4.6.2 法皇トンネルと中央構造線

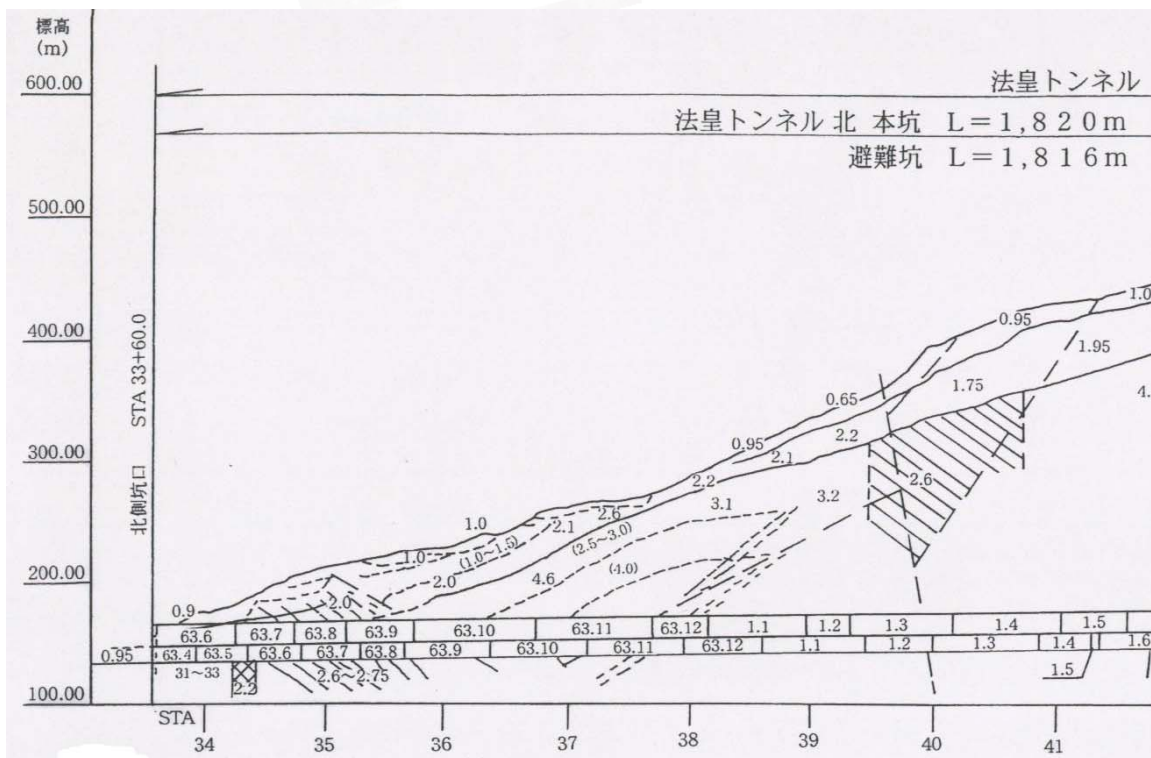


図 4.6.3 法皇トンネル地質縦断面図

図 4.6.4 は、第 I 期線掘削時の切羽観察記録、掘削時の内空変位量および現在の第 I 期線の覆工の状態をまとめたものである。図の下部には、掘削時に中央構造線本体と考えられていた断層の位置が示されている。この位置は、崖錐堆積物と破碎された基盤の境界に相当する。トンネル掘削時の内空変位は、この位置から地山を奥に進むにしたがって徐々に増し、100mm 近くにまで達したことが記録されている。



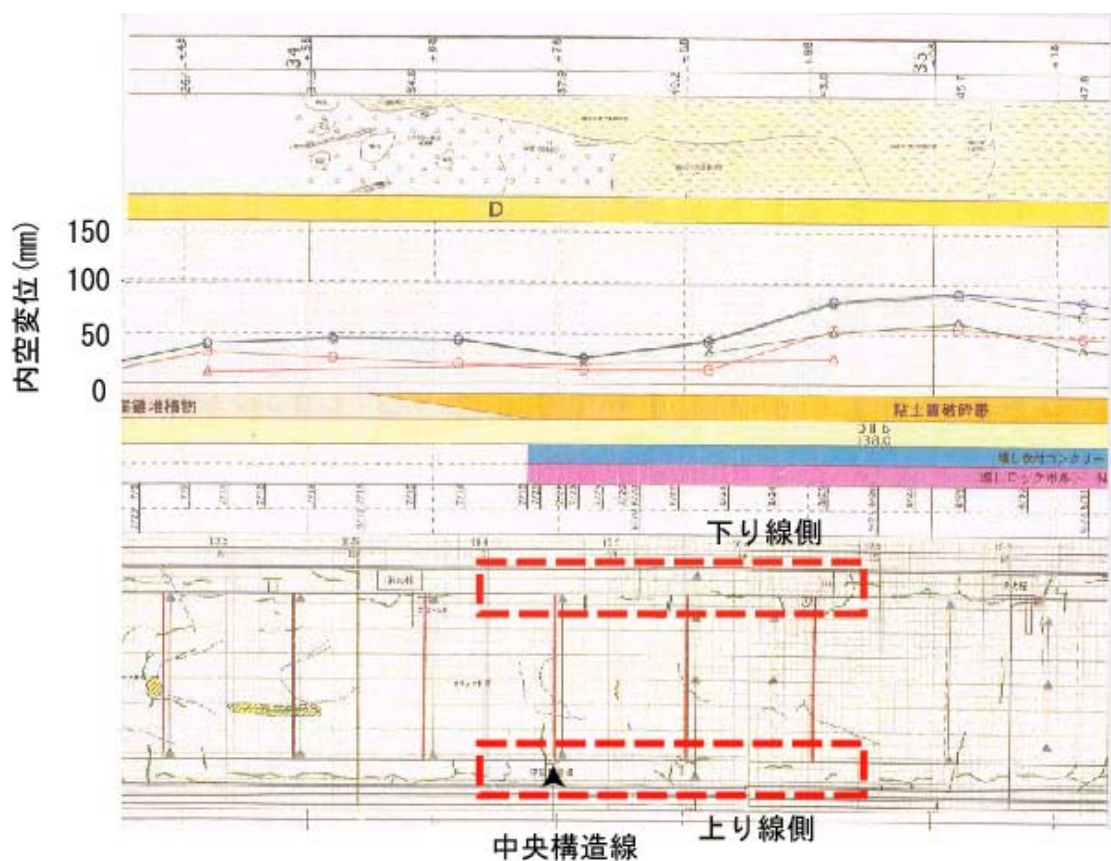


図 4.6.4 第 I 期線掘削時の地質観察結果と中央構造線

#### 4-6-3 中央構造線の計測

前節で述べたように、第 I 期線工事に中央構造線の詳細な位置が確認されていたことと、大変位を伴うことが記録されていたために、第 II 期線工事が供用中の第 I 期線に影響を与える懸念があった。このため、図 4.6.5 に示すように、トンネルに明示されていた中央構造線から 30m にわたり、精密写真測量を実施した。

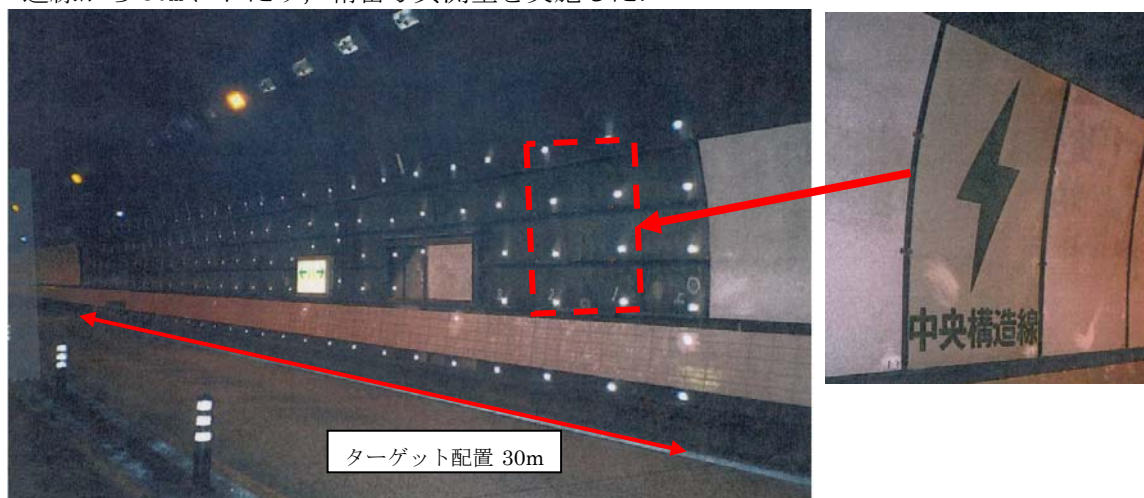


図 4.6.5 中央構造線の明示と精密写真測量ターゲット配置位置

第Ⅰ期線トンネルと4車線化工事によって新規に掘削される第Ⅱ期線トンネルは図4.6.6に示すように、30mの間隔で施工される。第Ⅱ期線の掘削はすでにその位置にある避難坑トンネルの拡幅という形で実施される。図に示すように、5月2日～7月11日に掛けて、第Ⅱ期線の掘削作業が中央構造線の部分で行われた。この間に精密写真測量による共用線（第Ⅰ期線）坑壁の観測を実施することができた。

デジタルカメラによる撮影は、図4.6.7に示すように、トンネル監査路からの撮影とし、第Ⅰ期線の交通を妨げずに実施することができた。

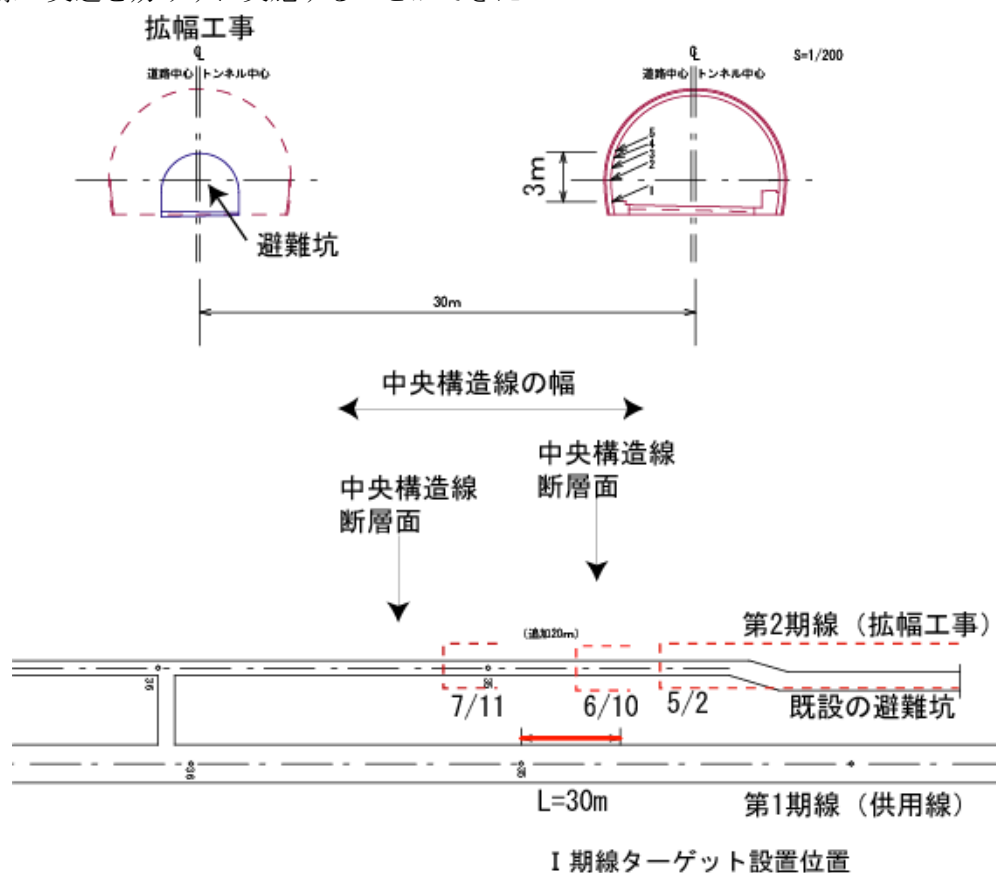


図 4.6.6 第Ⅰ期線と第Ⅱ期線トンネルの配置関係

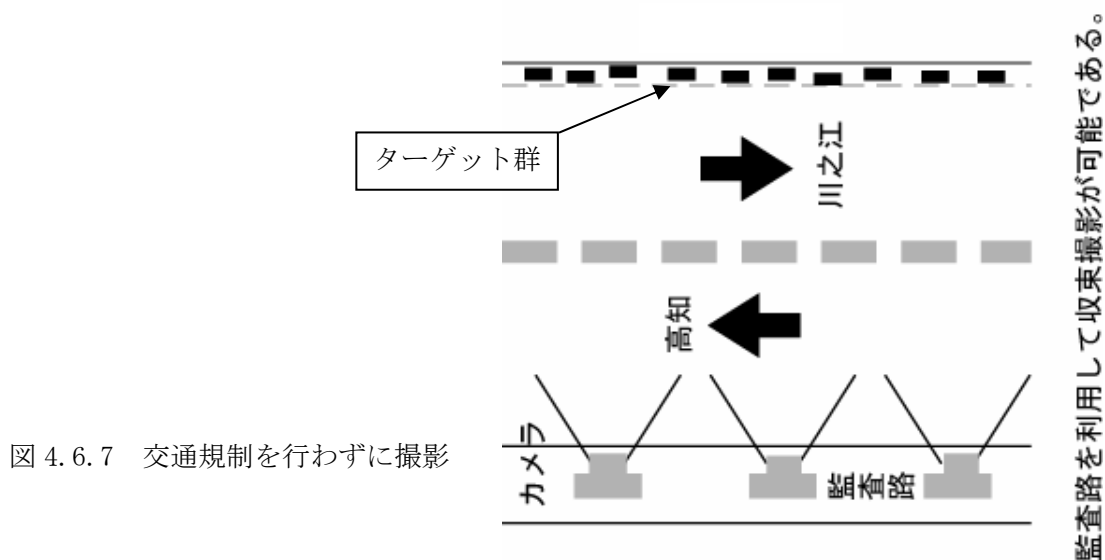


図 4.6.7 交通規制を行わずに撮影

観測について設定した仕様は以下の通りである.

- 
- 接着剤
- ターゲット
- アクリル板
- コンクリート

③ ターゲットは合計上り線側に 150 点設置した。高さ約 3m×トンネル軸方向 30m の範囲である。ターゲットの通し番号は図 4.6.9 に示す。

一期線上り側 ターゲット設置概略図

機材の選定は、カメラは Nikon D1 284 万画素、レンズは焦点距離 18mm のものを用いた。撮影は、ストロボ光を利用してイメージを取得(撮影)した。取得されたイメージの例を図 4.6.10 に示した。図に示したように、黒地にターゲットだけが白く撮影されている。このようにコントラストを大きくすることで、ターゲットの位置読み取り精度が向上する。また、撮影方向は、監査路から、対象に向けて収束撮影を実施した。

撮影枚数は、33 枚とした。

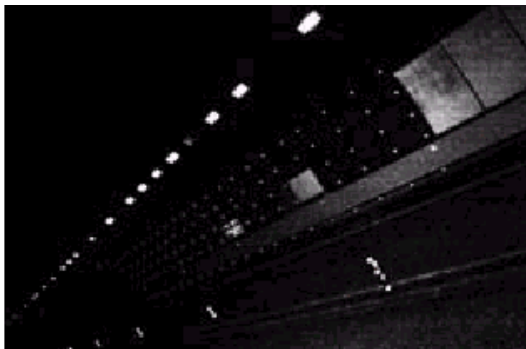


image001



image005



image010



image015



image020



image029

全部で32枚の撮影画像の内、  
1, 5, 10, 15, 20, 29枚目の写真を示す。  
原画はほとんど黒色に白色のターゲット  
が写っている状態。これは見やすいよう  
にコントラストを極端に上げている。  
明るい四角の光の列は、坑内の照明であ  
る。カメラの回転でレンズ収差を低減。

図 4.6.10 画像取得イメージ例

#### (4)計測頻度

計測は、トンネル第2期線掘削に伴い、図4.6.11と表4.6.1のように工事の進捗に応じて、撮影した。

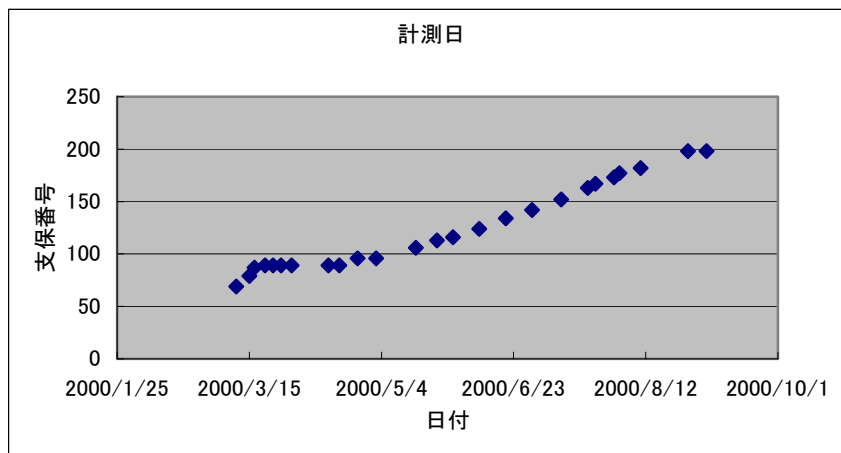


図 4.6.11 計測頻度 掘進進捗に応じた撮影日を示す

表 4.6.1 撮影日と撮影枚数

計測日	1期	2期	1期上り線		1期下り線		2期線			
	Nef		TIF	dat	TIF	dat	No.1Nef	No.2Nef	TIF	dat
1999/12/9	82			43	36	36	79	42	118	118
2000/3/10	80		32	32	47	47	88	85	173	110
2000/3/15	71		33	33	37	37	88	35	123	86
2000/3/17	70		33	33	36	37	88	40	128	88
2000/3/21	72		34	34	37	37	85	35	119	85
2000/3/24	70		31	31	36	36	88	35	88	88
2000/3/27	80		32	32	36	36	88	35	88	87
2000/3/31	70				37	37	88	32	88	88
2000/4/14	-	-	-	-	-	-	88	55		
2000/4/18	70		33	33	36	36	88	55	141	141
2000/4/25	70		33	33	36	36	88	75	144	144
2000/5/2	70		33	33	37	37	88	56	144	140
2000/5/17	33	37	33	33	37	37	88	55	143	144
2000/5/25	33	37	33	33	37	37	88	55	143	143
2000/5/31	-	-	33	33	37	37	88	50	138	138
2000/6/10	33	37	33	33	37	37	88	50	138	138
2000/6/20	33	37	33	33	37	37	88	32	120	120
2000/7/30	33	37	33	33	37	37	88	29	117	117
2000/7/11	33	37	33	33	37	37	88	32	115	115
2000/7/21	33	37	33	33	37	37	88	32	105	105
2000/7/24	33	37	33	33	37	37	88	32	105	105
2000/7/31	33	37	33	33	37	37	88	32	105	105
2000/8/2	33	37	33	33	37	37	88	32	90	90
2000/8/10	33	37	33	33	37	37	88	10	90	90
2000/8/28	33	37	33	33	37	37	88	-	80	80
2000/9/4	33	37	33	33	37	37	88	-	75	75

1999/12/9～2000/4/14までは、準備作業データ

NefはNIKOND1の生デジタルデータ

TIFはTiff形式の画像保存データ

datは画像上でのターゲット読みとりx,y座標データ

#### 4-6-4 外的精度の結果

まず、精度の検証結果をまとめる．ここではNikon D1 による精度検証として実施した計測の結果について、光波測距儀とデジタル写真測量との比較をした．

計算条件は以下の通りである．

- ・写真枚数 43枚
- ・ターゲット数 152点
- ・全写真点数 2499点
- ・カメラ Nikon D1 および Nikon18mmレンズ
- ・レンズひずみモデル 8パラメータ
- ・連立方程式の数 5598
- ・未知数の数 722
- ・解法 対象点座標の分散を最小にするフリー網解法

2つの測距系の座標を揃えるために実施した相似変換の基準点（光波測距儀測定値）は、152個のターゲットのうち約半分の78点である．光波測距儀による検証点は、偶数列（第0列，2列，・・・，30列）の16列について全点を測定した．測定の最小桁は1mmである．本計測手法による計測結果と基準点（トランシット計測値）の比較を図4.6.12に示す．

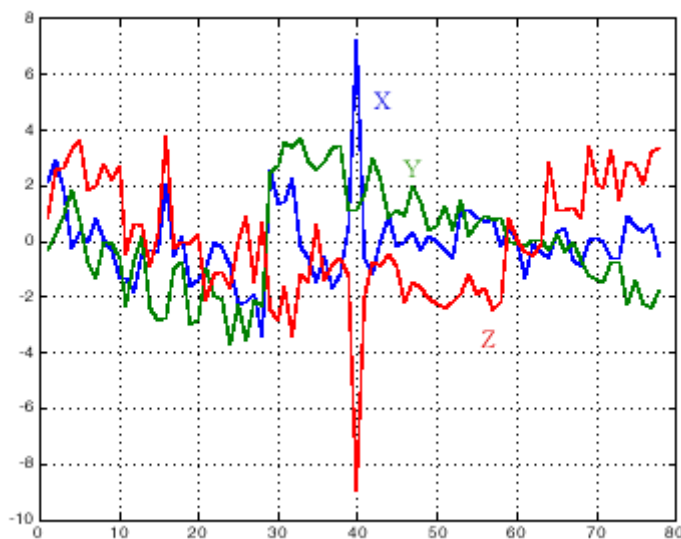


図 4.6.12 写真計測値の基準値に対する誤差

図の横軸は、基準点の連番であり、縦軸は、誤差＝（相似変換後の写真計測値）－（基準値）（mm）である．グラフの色は青がX座標、緑がY座標、赤がZ座標を示す．

誤差はおおむね±2mmにおさまっている．ただし図における82番のターゲットの差が大きい．これは、光波測距儀による測定において何らかの誤りがあったのではないかと推測さ



れる．そこで82番の測定値を異常点と見なし，相似変換計算から除去した結果を図4. 6. 13に示す．

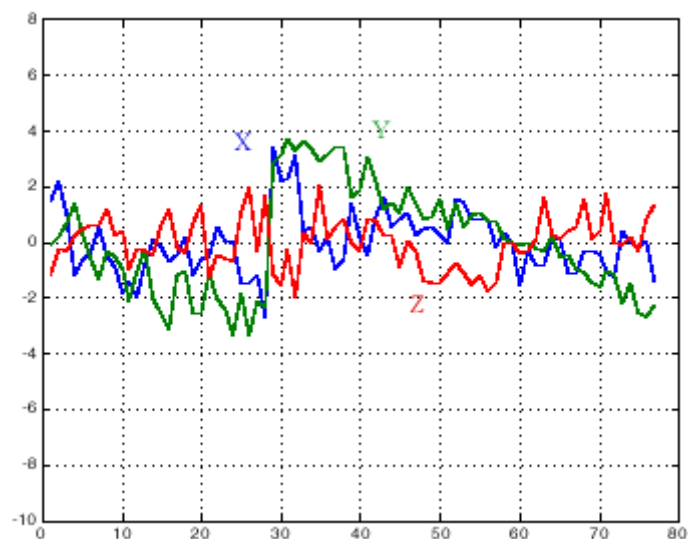


図4. 6. 13 82番を除去したときの誤差

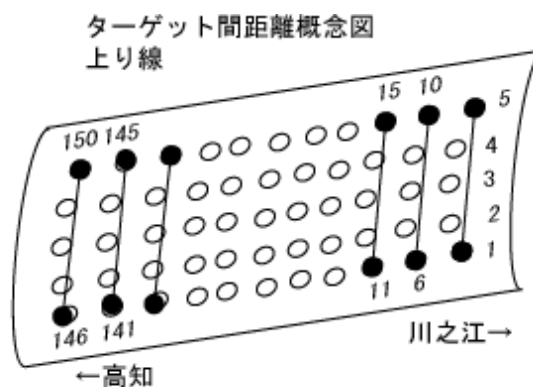
このとき，77個の基準点との誤差の標準偏差は次のようであった．

X軸 1.127mm，Y軸 1.914mm，Z軸 0.938mm，3方向の値のRMS 1.392mm

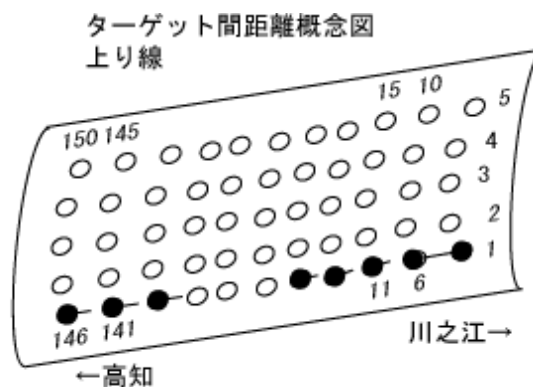
#### 4-6-5 観測結果

図 4.6.14 に示す 2 点間の距離により坑壁の変形を計測した．第 2 期線の掘削進捗状況を含めて計測結果を図 4. 6. 15 に示す．縦軸は，1 メモリ 2mm を表し，最初の点が初期値で，変位 0 を表す．変化は，時間軸に沿って示されており，上側は-方向で縮んでいることを表し，下側は+で延びていることを示す．図では例えば，上り線の縦 5 行，横 30 列に貼ったターゲットの 1 行目を取り出して，一番端(北側坑口寄り)の 1 番ターゲットを基準にして，他の同じ列のターゲットとの距離を算出した後，測定日毎の変化を表したものである．また，一番下の値は，30m 離れた 1 番と 151 番の距離がどう変わっていったかを示している．第 2 期線の掘削が直近を通過するにつれて，一度延びて(赤線で囲った期間)，通過後に徐々に縮んで，再びもとの長さに戻ったことが記録されている．

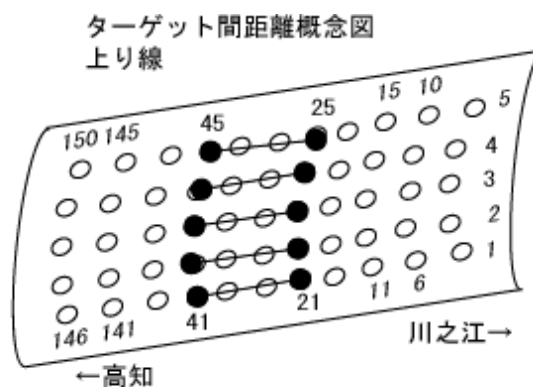




坑壁の上下間の伸び縮みを見るために、上端と下端の距離を比較する。



坑壁の縦断方向の伸び縮みを見るために、縦断方向の距離を調べる。



縦断方向の伸び縮みをある区間毎に調べる。

図 4.6.14 各ターゲットの距離の計測の概念図

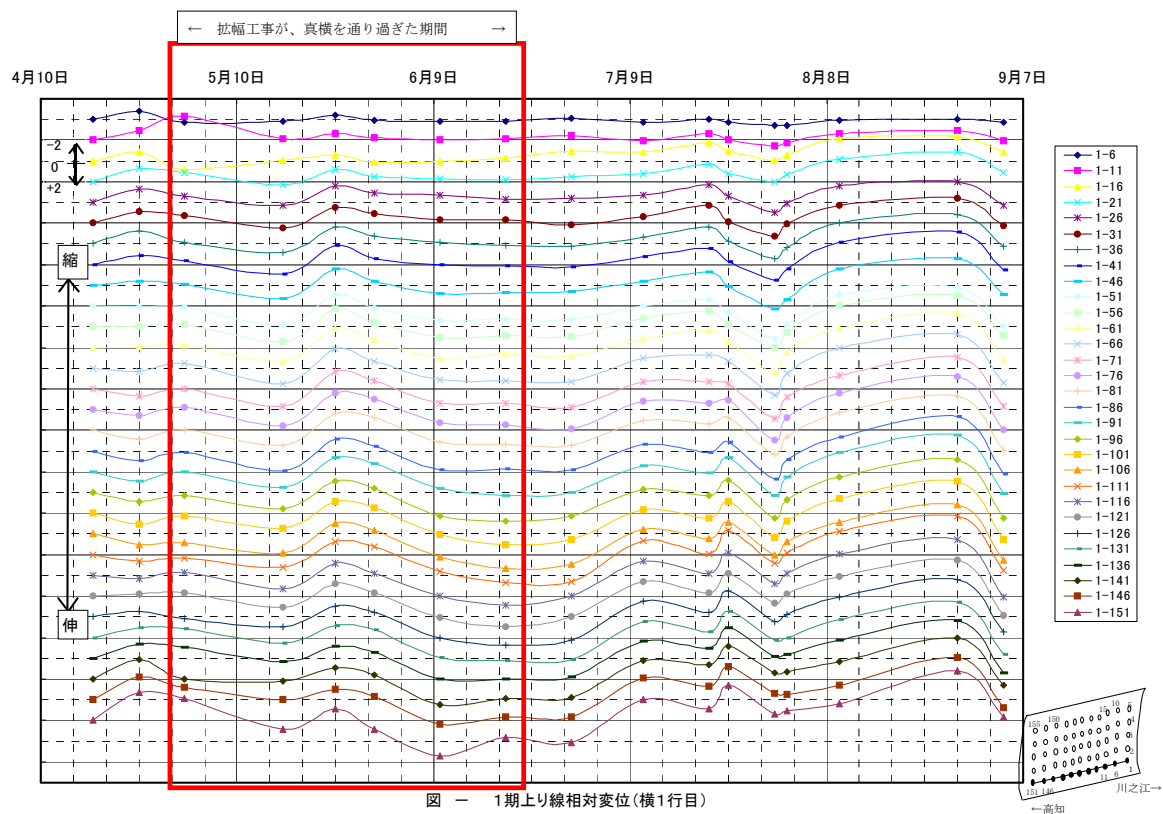


図 4.6.15 変位図

図 4.6.16 には、工事期間中の、ターゲットの上下間の変化を示しているが、赤線で囲った拡幅工事が近い期間でさえ、ほとんど影響が出ていないことがわかる。

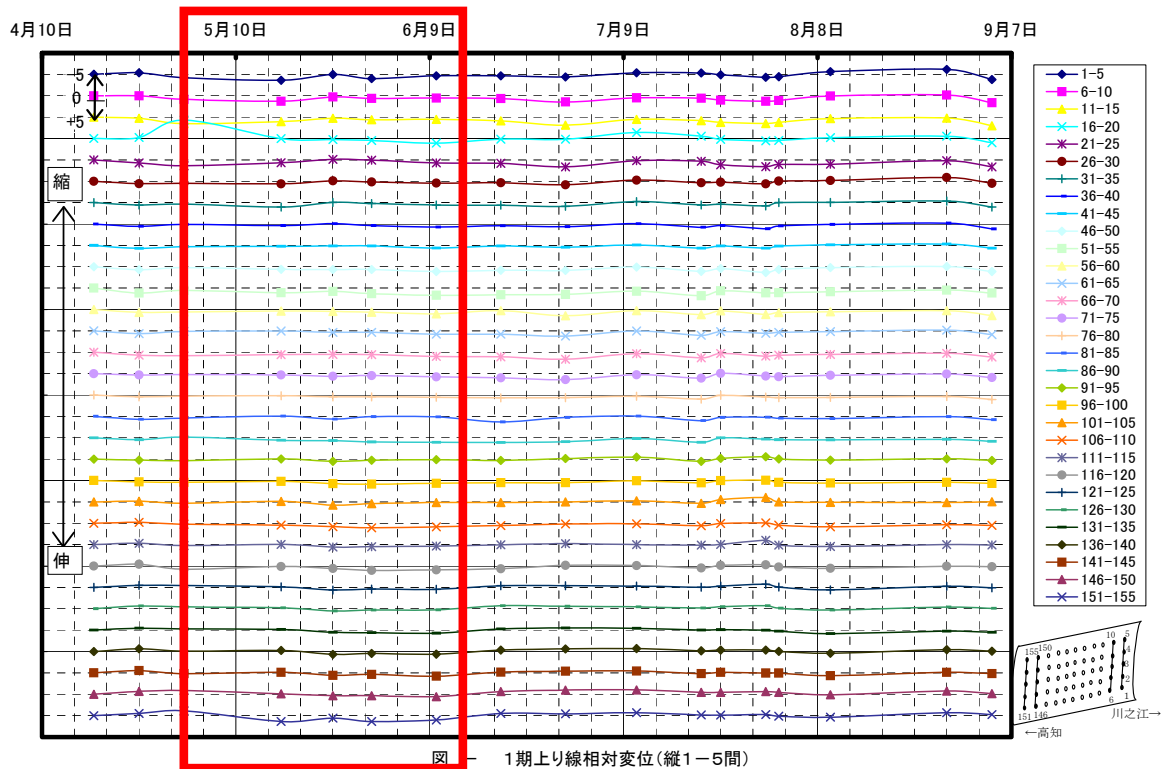


図 4.6.16 縦方向の変化

さらに図 4.6.17 は、上り線の坑壁の変位の 3 次元成分を計測した結果であり、図中の小さい数字ターゲット位置を示しており、横方向に 30 個、縦方向に 5 個設置されている。図の直交軸は、その  $x, y, z$  座標値を表現している。数字から延びている赤線は、初期値との差を、ベクトルで表したものである。

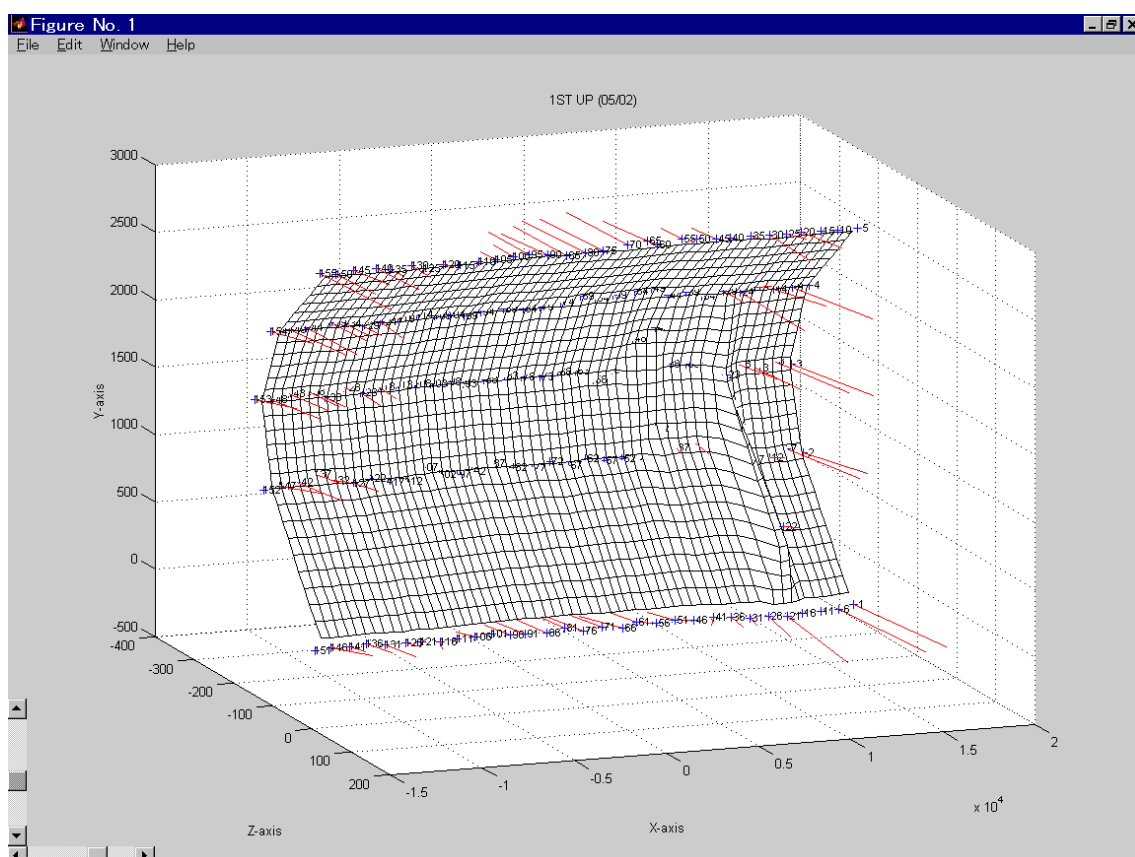


図 4.6.17 3 次元変位分布計測結果\*\*)

図に示す結果のように、デジタル写真計測で得られた 3 次元座標を比較することで、岩体の動きをブロックに区分することができる。このようにして抽出されたブロックの境界を不連続面として捉えれば、掘削中にキーブロック解析を実施して、岩盤の安定を確認することができる。本研究におけるトンネルでの実証実験では、このような境界を 70m 区間中に 20 箇所抽出し、キーブロック解析を実施して、安定であることを確認することができた。本トンネルにおける第 2 期線工事は、30m 離れて平行する第 1 期線を供用しながらの施工であり、その地質状況はきわめて特殊である。日本第 1 級の中央構造線を北側坑口近くで横切っており、湧水についても、第 1 期線からの排水状況にも関わらず、第 1 期線及び避難坑から継続した毎分数トンに及ぶ湧水が観測され続けている。中央構造線における施工は、破碎帯として均質な不良部分としての変形挙動の他に、ブロックとして挙動して大

きな被害をもたらす不連続面に注意をする必要があった。このような状況下で、中央構造線を横切る施工時において、すでに存在する避難坑を利用して、デジタル写真測量による多点の計測を実施し、トンネル切羽の影響がどのように出現するかを調査する事により、岩盤全体の不安定化挙動を調べたのが本研究である。この多点の変位結果を基にして、3次元視覚化をして不連続面をモニタリングすることが可能であった。図 4.6.18 に本実験により得られた計測結果の3次元変位分布結果を示す。

併設するトンネルにおいて、2本のトンネルが時期をずらして建設される場合に、2本目のトンネルの影響が既設トンネル大きな影響を与える。断層破碎帯が関係した場合は、その度合いは大きい。本実験では、既設トンネルと、既に設置されている避難坑を利用して、トンネル掘削に伴う、地山前方の変位と既設トンネルの変位を 80m の長さで約 450 点のターゲットを用いた多点計測を実施した。その結果、断層部において、併設トンネル掘削施工に対応して、地山が軸方向に伸び縮みすることが観測された。既に完成しているトンネルもこの動きにつれて、わずかに坑口に向かって移動したことが把握できたなど、本研究の計測モニタリングシステムの有用性を実証することができた。

コンピュータ上では、3次元表示した図は、任意の視点を設定できるため便利で視認性が高いが、静止画として保存する場合は、すべての視点からの画像を保存するわけにいかない。このため、図 4.6.19 にように、計測結果を真上から見た状態の平面図にして岩盤の挙動を記録する方法を採用した。同時に側面図も記録することで、岩盤が一枚岩のように均質な変化をしているのではなく、断層など不連続面の弱面を境界にして、ブロック単位で微少な変形をしている事がわかる。図 4.6.20 のように、微少な変位の境界を認識して、このようなブロックを認識できれば、図 4.6.21 の概念図に示すように、不連続面も推定可能となり、前章で述べたブロック解析の適用が可能になる<sup>18)</sup>。精密写真測量の観測により、ブロック理論による対策へのフィードバックが可能になるわけである。

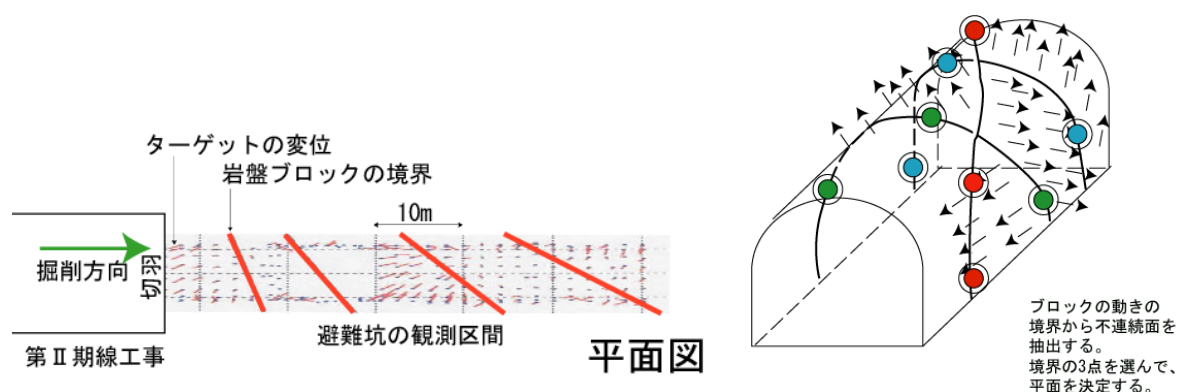


図 4.6.20 岩盤の微少変位からブロック境界を読み取る

図 4.6.21 走向傾斜に変換



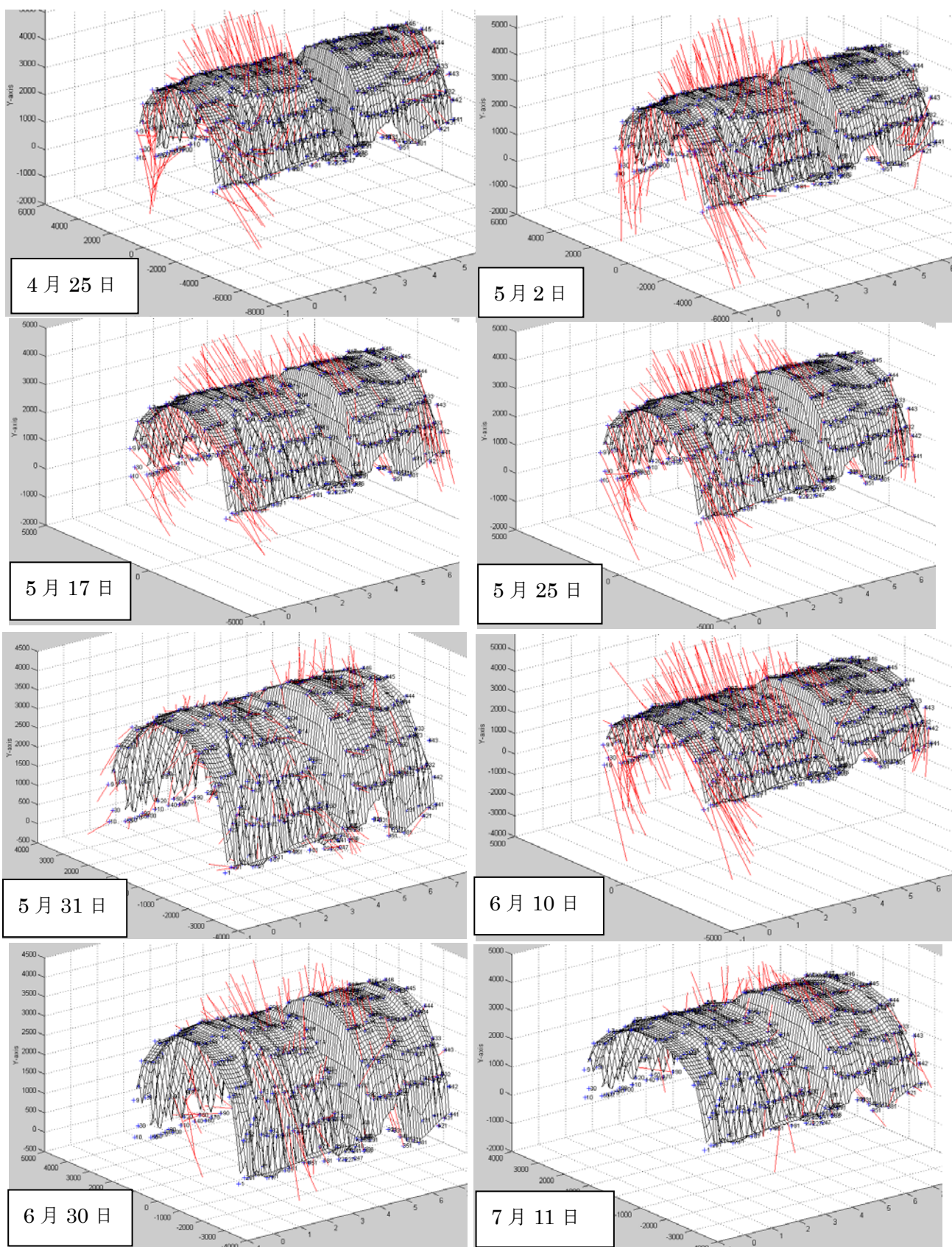


図 4.6.18 避難坑トンネル壁面の 3 次元変位分布計測結果

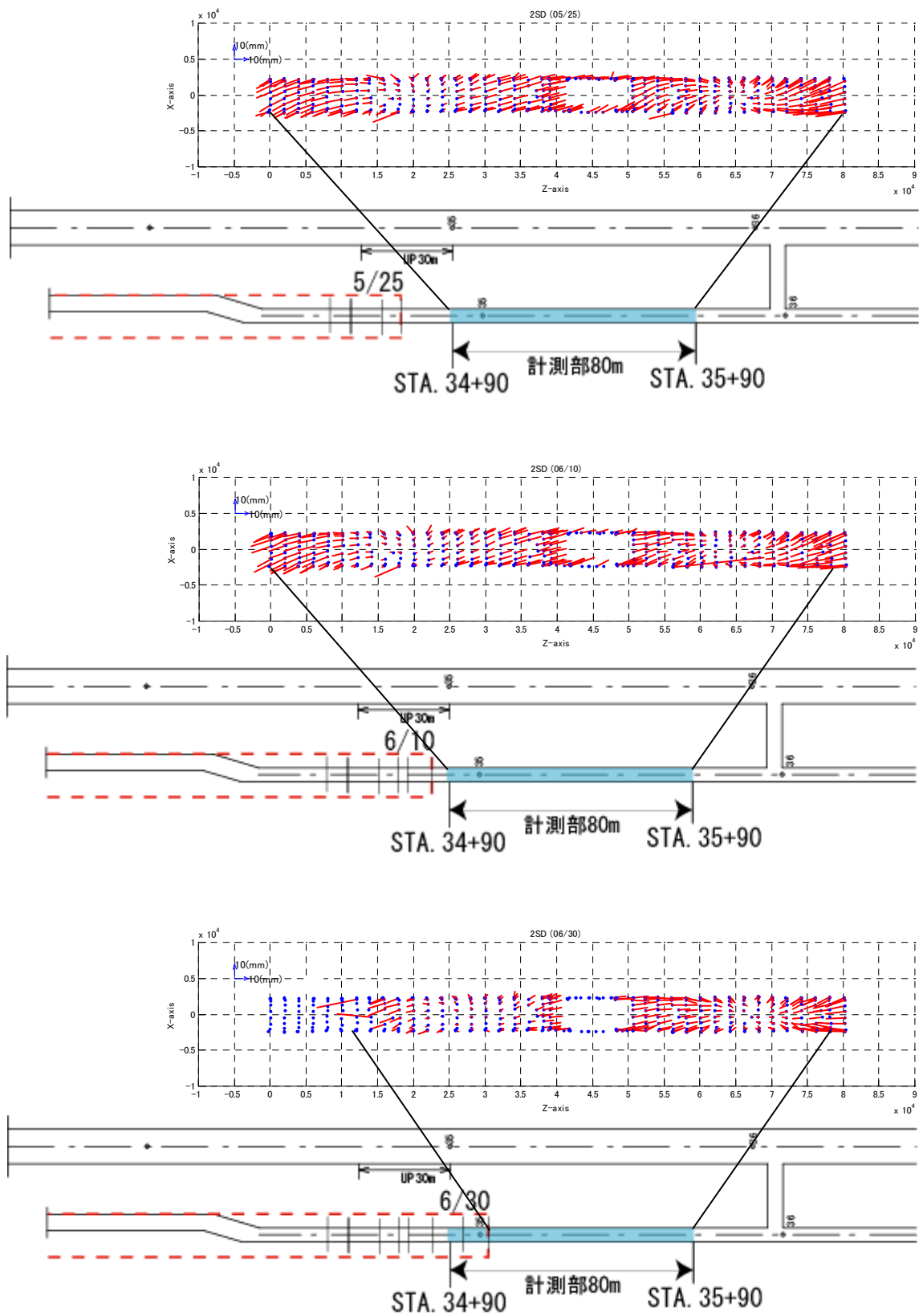


図 4.6.19 トンネル進捗に伴う避難坑トンネル坑壁の変化

## 4-7 のり面における精密写真測量の適用

### 4-7-1 計測内容

#### (1) 撮影機材

撮影に用いるデジタルカメラは CCD サイズが大きく、解像度の高いものを用いるのが望ましい。今回の実験ではカメラに Nikon D1 を、レンズは同社製 28mm を使用した。また屋外では、太陽光の影響を受けやすく、撮影距離が室内やトンネルより長くなるため、松下 PE-560MGN フラッシュを用いた。これによりストロボ光は約 100m 先まで届く。

#### (2) ターゲット

カメラおよびレンズを決めたら、測定距離をもとに、ターゲット像が画像上に直径 5 画素以上で写るよう、ターゲットの径を決めた。今回の実験では 30mm のものを用い、およそ 1m ごとに設置した。その結果、1 枚の画像に平均 39 点のターゲット像が写り、解析に用いるには十分であった。ターゲットの配置例を図 4.7.1 に示す。



図 4.7.1 のり面におけるターゲットの設置

#### (3) 撮影条件

撮影した画像は、画像処理で重心位置を求めるために、暗い背景にターゲット像を白く浮き上がらせる必要がある。そこで、被写体深度を深くするため絞りを最大に絞った (F22)。またピントは無限大にあわせ、動かないようレンズコーンをテープで固定した。撮影中に動いてしまうと、内部パラメータの変化により、ひずみ項を表す式が一定でなくなり、解析が収束しないためである。シャッター速度は 1/250, ISO 感度は 200 (デフォルト) に設定した。テスト撮影した画像にターゲット像が鮮明に写っていることを確認して、一連の撮影に入った。



#### 4-7-2 計測結果<sup>19)</sup>

バンドル調整計算の結果を表 4.7.1 に, その解析値から得られたターゲット位置を図 4.7.2 に示す.

表 4.7.1 岬町土取り場計測結果

		1st	2nd	3rd
撮影日		2000.2.12	2000.3.15	2000.4.12
画像枚数		45	86	44
ターゲット数		88	140	95
画像面上の誤差 $\hat{\sigma}_0$ ( $\mu\text{m}$ )		0.5814	0.4914	0.7117
座標推定精度 (mm)	$\sigma_X$	1.0600	0.5128	0.6579
	$\sigma_Y$	1.1881	0.7183	0.5580
	$\sigma_Z$	1.6596	0.6244	0.7154
	$\sigma_{XYZ}$	1.3278	0.6242	0.6471

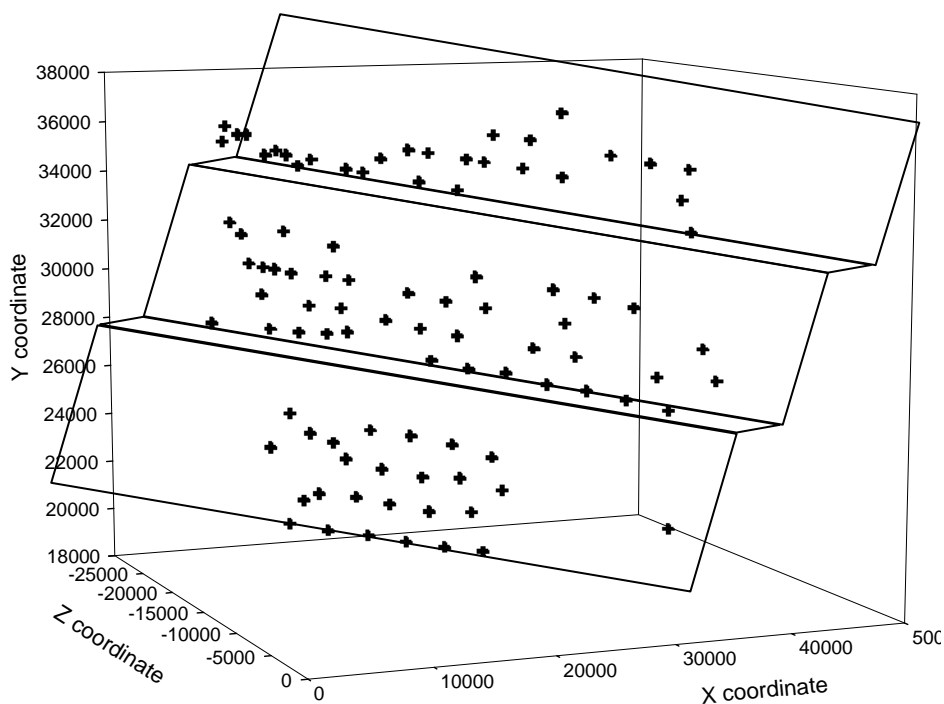


図 4.7.2 得られた座標の 3 次元プロット

表 4.7.1 で計測回ごとにターゲット数が増減しているのは, 切取り後に新たに設置したり, 法面保護工の施工中に除去されたりしたためである. そのため, 撮影した枚数にも差が出た. この結果を見ると, 1 回目 (2/12 撮影) の座標推定精度が他の 2 回に比べ悪い. 逆に 3 回目の画像上の計測精度は事前推定誤差  $\sigma_0 = 0.5 \mu\text{m}$  より大きいにもかかわらず,  $\sigma_{XYZ}$  は 2 回目とほとんど変わらない. これは撮影形態の違いと考えられる. また  $\hat{\sigma}_0$  が大きくなった原因の 1 つとして, 太陽光の影響が考えられる. すべての撮影回とも, 工事終了直

後（17 時以降）から撮影を開始した。日没時間が遅くなったことにともない、太陽光によりターゲット像がやや劣化したものと推察される。

撮影形態の違いについて比較するために、図 4.7.3 に 1 回目と 3 回目のターゲット位置およびカメラ位置の 3 次元プロット図を示す。両者を比べると、明らかに異なるのはターゲットの配置である。1 回目では上の 1・2 段にターゲットが集中しているが、3 回目の計測（撮影）はそれに加えて 3 段目にも設置されている。これより、計測対象を面的に広く取る、つまりターゲットを広範囲に分布させるほうが精度の向上には有利であると言える。さらにカメラ位置にも違いがあり、3 回目のほうがその範囲は広い。しかもこの撮影回は斜面よりも左側にカメラを配置して、ターゲット設置面を取り巻くように撮影しているが、1 回目にはそれがない。すなわち 3 回目では収束撮影ができていた。そのため、画像計測誤差が大きいにもかかわらず、座標推定精度は向上したものと考えられる。

また、2 回目と 3 回目の はほぼ同じ値であることから、再現性についてある程度の保証はされたと言える。

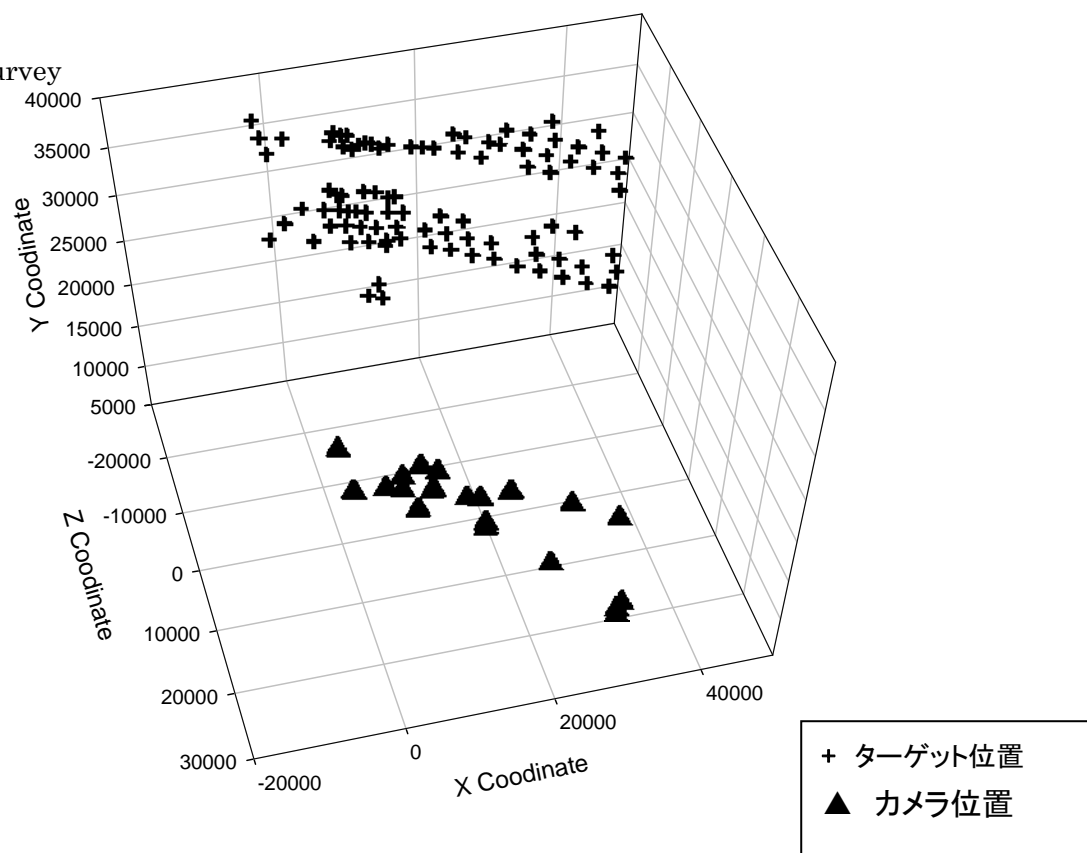
#### 4-7-3 まとめ

岬町における計測は、今後適用される長大斜面のパイロットケースである。得られた結果から、次のようにまとめることができる。

- ①計測範囲は面積の広いほうが有利である
- ②収束撮影を行うことで精度を上げることができる
- ③撮影形態が良好であれば、再現性には支障がない

①は斜面の計測という観点からは、重要な指針となる。つまり範囲を狭めた計測では、結果の信頼度は相対的に低くなることを意味している。計測範囲が広がると、多くの枚数を撮影することになり、これにより精度を上げることができるが、撮影後の処理にかかる時間を増やすことにもなる。そこで広範囲を写せる、画角の広いカメラや広角レンズを使う工夫も必要となる。

(a) 1st survey



(b) 3rd survey

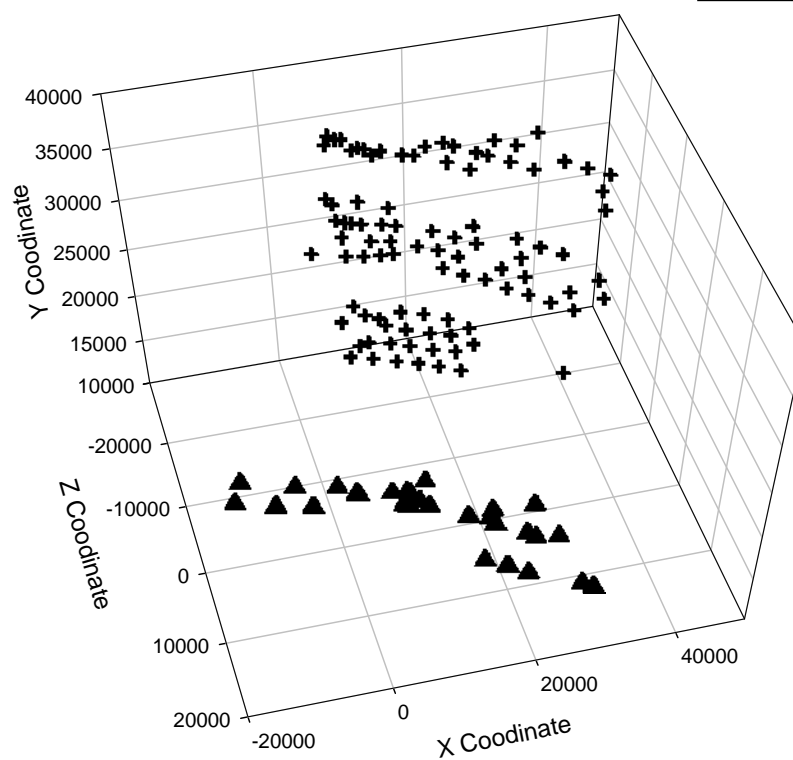


図 4.7.3 ターゲットおよび撮影位置 (1st/3rd)

## 4-8 第4章のまとめ

本章では、不連続性岩盤の挙動を監視するための計測システムの研究について考察し、デジタルカメラを用いた精密写真測量手法を適用する研究について論じた。本研究による成果は次の通りである。

(1)不連続性岩盤の動態観測を行うためには、多数の計測点を多数枚の画像に撮影する作業が必要となる。しかしながら、方程式群を解くにあたって、観測方程式の線形化のために全ての未知数に対して初期値を設定する必要がある。これを実際に行うとき、カメラの内部パラメータの初期値設定については容易であるが、問題は対象点座標と外部標定要素の初期値取得作業は、撮影枚数やターゲットの数が多い場合には、これらの初期値設定はリアルタイム計測に支障をきたす作業となる。本研究は、この課題を解決するために後方交会(resection)法、と前方交会(intersection)法を組み合わせ、画像を処理していくにしたがって徐々に既知情報が増えていくことを利用した効率的な画像処理によるリアルタイム計測を構築した。

(2)本研究による手法を現場実験により検証し、リアルタイム計測による不連続性岩盤の動態観測システムが、多数の計測点を迅速かつ高精度に計測する効果をもつことを実証した。これにより、前章において議論したキーブロック解析などの解析技術と組み合わせ、不連続性岩盤を管理するシステムの要素技術として確立した。

## 参考文献

- 1) Granshaw, S.I. : Bundle Adjustment Methods in Engineering Photogrammetry, Photogrammetric Record, Vol.10, No.56, pp.181-207, 1980
- 2) Beyer, H.A. : Accurate Calibration of CCD-cameras, Proc. of IEEE Computer Society Conference on Computer Vision and Pattern Recognition, pp.96-101, 1992
- 3) Teunissen, P. (Edited by E.W. Grafarend and F. Sanso) : Optimization and Design of Geodetic Networks, Springer, pp.11-55, 1985
- 4) Okamoto, A. : General Free Net Theory in Photogrammetry, Intl. Archives of Photogrammetry and Remote Sensing, XXVII- B3, pp.599-608, 1988
- 5) Nakai, T., Ohnishi, Y., Ohtsu, H., Nishiyama, S. & Ryu, M. : Monitoring and Analysis of Tunnel in Discontinuous rock Masses by using Digital Photogrammetry and Key Block Theory at Houou Tunnel, EIT-Kyoto University-AIT Joint Workshop on Development of Rock Mechanics and Engineering, pp.57-63, 2002
- 6) 中井卓巳, 大西有三, 大津宏康, 矢野隆夫, 西山哲, 林訓裕: デジタル精密写真測量を利用したトンネルの変位計測について, 第 21 回西日本岩盤工学シンポジウム論文集, pp.125-130, 2000
- 7) 中井卓巳, 若林良二, 渡辺紀彦, 大西有三: デジタル精密写真測量による岩盤斜面の動態観測, 第 30 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.213-217, 2000
- 8) 秋本圭一・服部進: 画像計測の基礎, 岡山職業能力開発短期大学校紀要, Vol.11, pp.23-38, 1997
- 9) 秋本圭一: 情報化施工のためのデジタル画像計測法に関する研究, 京都大学大学院土木システム工学専攻 博士論文, 2002
- 10) 服部進・秋本圭一・岡本厚・長谷川博幸・井本治孝: ターゲット場の多重撮影による基準点のない CCD カメラキャリブレーション, 電子情報通信学会論文誌 D-II, Vol.J82-D-II, No.9, pp.1391-1400, 1999
- 11) Brown, D.C. : Close-Range Camera Calibration, Photogrammetric Engineering, Vol.37, No.8, pp.855-866, 1971
- 12) 田島稔・小牧和雄: 最小二乗法の理論とその応用 [改訂版], 東洋書店, 1996
- 13) 中根勝見: 測量データの 3 次元処理, 東洋書店, 1994
- 14) 柳井晴夫・竹内啓: 射影行列・一般逆行列・特異値分解, 東京大学出版会, 1983
- 15) Fraser, C.S. : Network Design Considerations for Non-Topographic Photogrammetry, Photogrammetric Engineering and Remote Sensing, Vol.50, No.8, pp.1115-1126, 1984
- 16) 服部進・関章良・西川正直: 相似変換のためのパラメータの近似値の自動計算法, 福山大学工学部紀要, Vol.21, pp.53-57, 1997
- 17) Ohnishi, Y., Ohtsu, H., Nishiyama, S., Okai, N., Seya, T., Yoshida, Y., Nakai, T. & Ryu, M. :

The International Symposium on Modern Tunneling Science and Technology (IS-Kyoto 2001), pp281-284, 2001

18) Ohnishi, Y., Nishiyama, S., Nakai, T & Ryu, M.: Monitoring and Analysis of Tunnel in Discontinuous Rock Masses by using Digital Photogrammetry and Key Block Theory, Proceeding of The 5th International Conference on Analysis of Discontinuous Deformation, 2002

19) 林訓裕: デジタル画像計測法の斜面動態観測への適用に関する研究, 京都大学大学院土木システム工学専攻修士論文, 2001

## 第5章 ブロック理論と写真測量技術を適用した 不連続性岩盤の管理手法の構築

本研究は、ブロック解析による設計とデジタルカメラを使った精密写真測量による岩盤挙動監視技術を組み合わせて、不連続性岩盤を対象とした調査、解析および計測までの管理手法として統合する研究についてまとめたものである。

既に述べたように、ブロック理論は本質的に 3 次元の事象である不連続面に関する挙動を扱える解析方法のひとつである。また、精密写真測量は、計測対象を 3 次元の座標で捉えることができるため、これらの手法を組み合わせることで、調査から施工まで不連続面を管理できると考えられる。

本章では、各技術を統合するための課題解決を行い、最後に現場にて本手法の有効性を検証することでその有用性を示した。

以上、本研究は、ブロック理論と精密写真測量を用いて、不連続性岩盤を調査から施工に至るまで 3 次元データとして取り扱い、不連続面に強く影響される複雑な実岩盤の挙動をより精確に管理するための理論面および実用面での新たな方法を提案したものである。



本章では、解析手法としてのブロック理論とその効果をモニタリングする手法としての精密写真測量技術を組み合わせた管理手法の構築の詳細について記述する。図 5.1.1 は前章において多数点の計測がなされたトンネルを画面上に 3 次元可視化したものである。このように、精密写真測量により、トンネルの形状を精密に復元することができ、その時系列変化から、トンネルの変位分布を検知することができる。

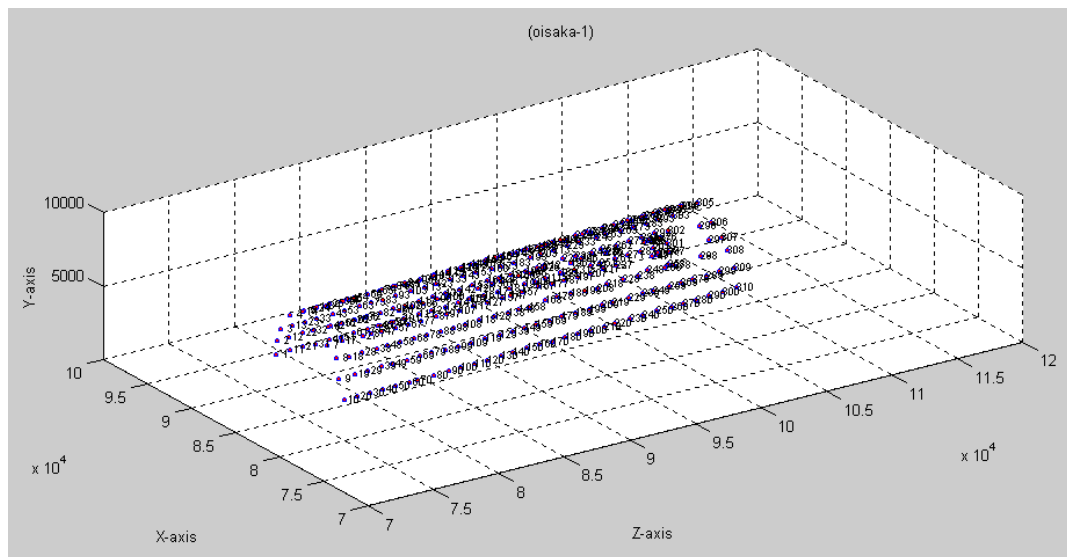


図 5.1.1 精密写真測量によるトンネル形状の復元

一方、地山の挙動が主として不連続面の状況に左右される硬岩地山においては、不連続面を地山の挙動を左右する決定的な要因として取り扱い、不連続面によって形成されるブロックの移動可能性に着目し、落下、すべり出しの可能性のあるブロックを安定化させることを主目的とするブロック理論が有用であることを既に述べた。この両者を組み合わせることで、ブロック理論によって対策が施された箇所の効果のモニタリングを行うことができ、また無体策の箇所の安全性を同時にモニタリングすることが可能になる。本章では、この両者の技術を組み合わせた新しい不連続性岩盤の解析管理技術を施工中のトンネルに適用し、新しく提案した管理手法が有効であったことを示す。

実証実験は第二名神高速道路鈴鹿トンネルの低土被り区間において、実施された<sup>1), 2)</sup>。この区間は、直上を笹路川が流れ、岩盤が不連続面的な不安定化挙動を示すことが予測された箇所である。この部分において、鈴鹿トンネルが採用した TBM 先進導坑大断面拡幅工法の TBM 導坑坑壁から得られた不連続面の先見情報に基づき、ブロック理論を用いて先行支保を設計した。先行支保工としてのロックボルトが実施された区間において、先行支保として導入した対策工による効果および不連続性岩盤的の挙動をフィードバックするために、精密写真測量により、120m 区間、610 点の 3 次元座標をモニタリングした。観測は、拡幅の進行 3m ピッチで行われ、不連続面に起因する危険な挙動を監視しながら工事が行われた。問題とされた断層を境にする岩体の不連続岩体の動きを視覚化することに成功し、安全に

施工が行われた。また，監視結果と事前設計と解析結果を照合して，トンネルの安定性を検証できた。本章では，この実験結果について記述する。図 5.1.2 に，精密写真測量により，不連続面を確認する概念を示す。

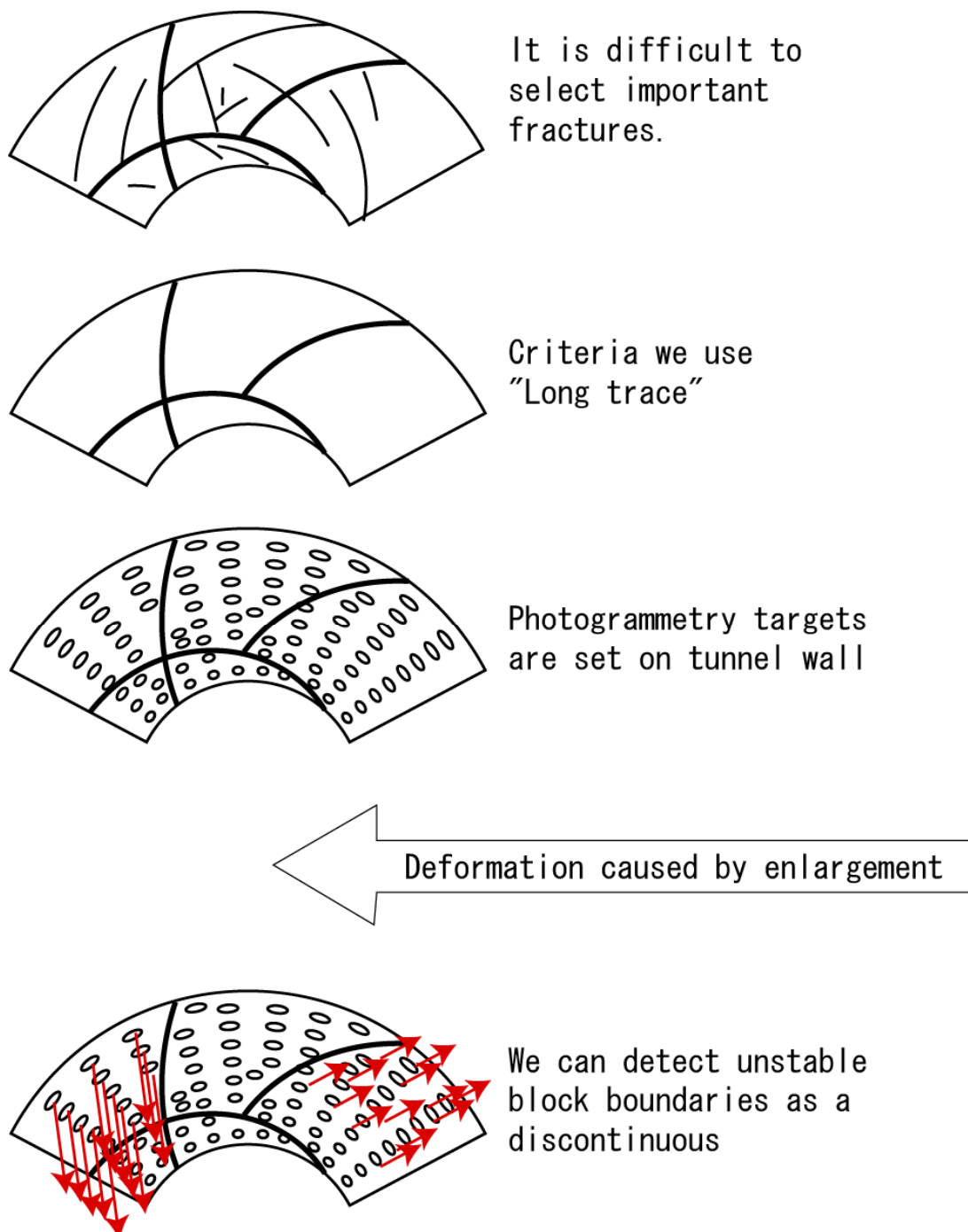


図 5.1.2 ターゲットの動きにより岩盤のブロックを区分する

## 5-1 トンネル工事における適用

### (1) 目的

鈴鹿トンネルは、図5. 1. 3に示すように、最初にTBMで直径5mの導坑が掘削され、その後、 $250\text{m}^2$ の3車線大断面に拡幅される。この大断面のトンネルは、川の直下を通過することになり、河床からの距離は15m未満である。大断面の掘削は、近傍の地下水と岩盤に影響を与えたと考えられた。

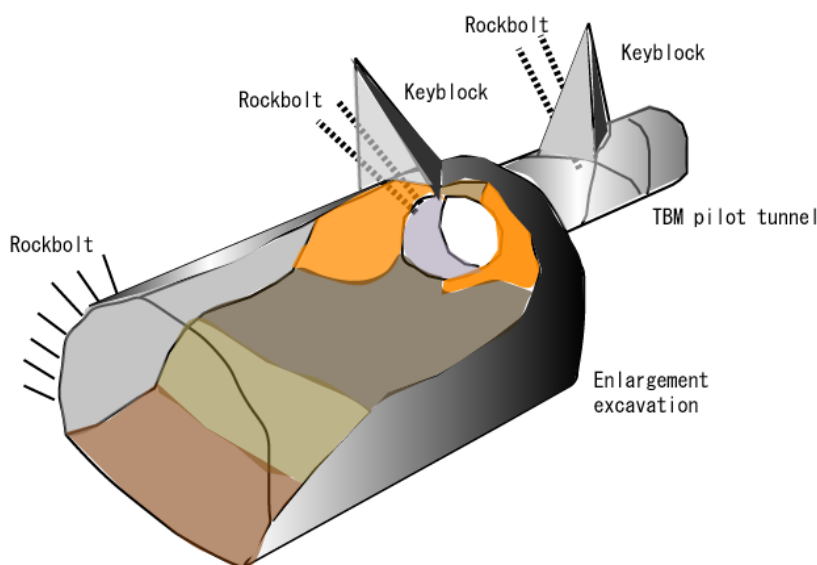


図5. 1. 3 TBM先進導坑大断面拡幅トンネル工法

### (2) ブロック理論と写真測量技術を適用した管理手法の適用

このような状況下で、不連続面を有する第三紀の砂岩・泥岩互層は、不連続面に支配された複雑な挙動を示すと考えられたため、従来型の2次元断面での不連続面のモデル化と解析には制約があると判断し、3次元モデルを扱えるブロック解析による支保設計を適用することとした。TBM導坑から、不連続面のデータを得て、ブロック解析を実施した。これにより、13個の移動可能ブロックが抽出された。これらのブロックに対して、薬液注入による粘着力の補強効果と、大断面掘削時の不連続面の選択的変形と剥離を防ぐために、FRPロックボルトを設計した。補強効果の確認と、施工へのフィードバックをするために、精密写真測量による120m区間、610点の多点同時観測を実施して、不連続面の挙動を観測することとした。

### (3) 適用事例の結果

大断面拡幅工事が笹路川を通過する際に、610点の観測結果を元に岩盤の挙動を予測し続けた。この結果、STA527+70周辺の断層の挙動を把握し、施工へフィードバックできた。STA527+17では、泥岩薄層の挙動を把握できた。

また、事前解析から設定していた管理基準値に対して、計測値が基準値を下回り、工事がトンネル機能を満たしていることを確認した。

### 5-1-1 鈴鹿トンネル工事概要

鈴鹿トンネルは、図 5.1.4 に示すように、滋賀県と三重県の県境の峠にある。笹路川は滋賀県の土山町にあたり、丘陵地形が広く県境まで広がる地域である。地質は、第三紀の砂岩・泥岩互層が東に向けて単調に傾斜しており、層理に直交するような形で節理が発達している。さらに、鈴鹿峠の東に広く分布する鈴鹿花崗岩と対象地区の砂岩・泥岩互層の地質境界(黒滝断層に相当)も分布する。図 5.1.5 に示すように、岩体には、層理と層理に直交する節理が発達していて、不連続性岩盤モデルが適用される地質状況である。笹路川低土被り区間において、岩盤が不連続面的な不安定化挙動を示すことが予測されるとともに、水量が多い(豊水期で  $5\text{m}^3/\text{min}$  以上)川の交差部であることから、河川水の流入への対応が必要とされた。

本研究で提案されたブロック理論による先行支保の設計と精密写真による動態観測を組み合わせた新しい管理手法を使用し、本手法が有効に機能することを確認した。実証のフローを図5.1.6にまとめた。

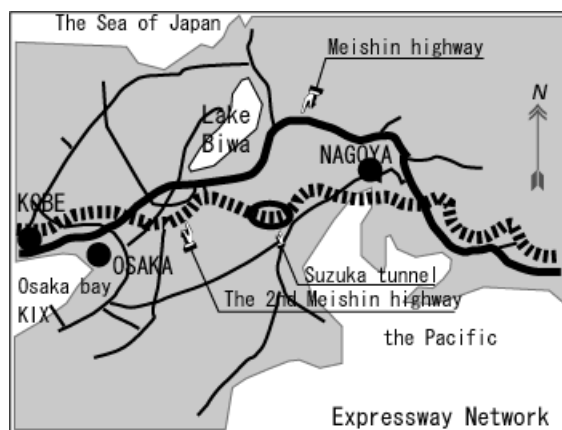


図 5.1.4 鈴鹿トンネル位置図

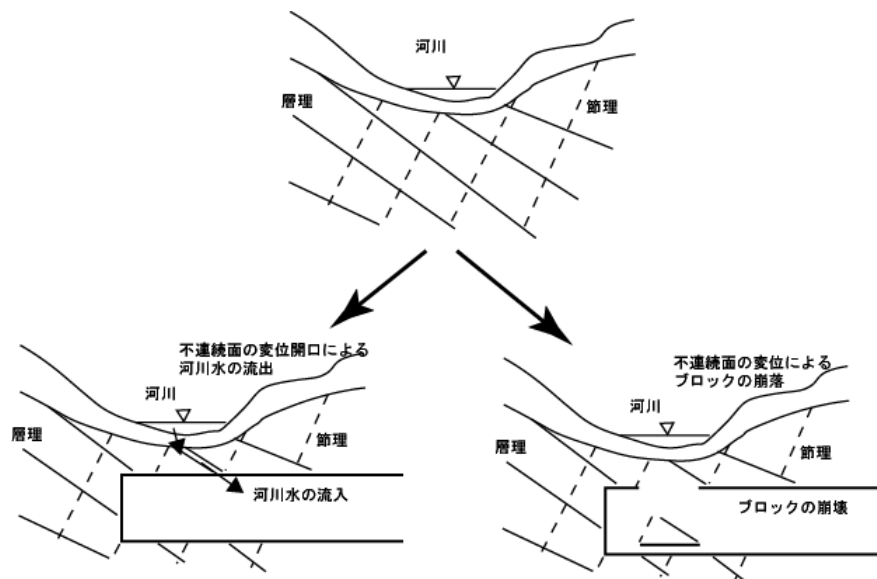


図 5.1.5 河川の直下を掘削するために水の流入・ブロックの崩落の危険がある

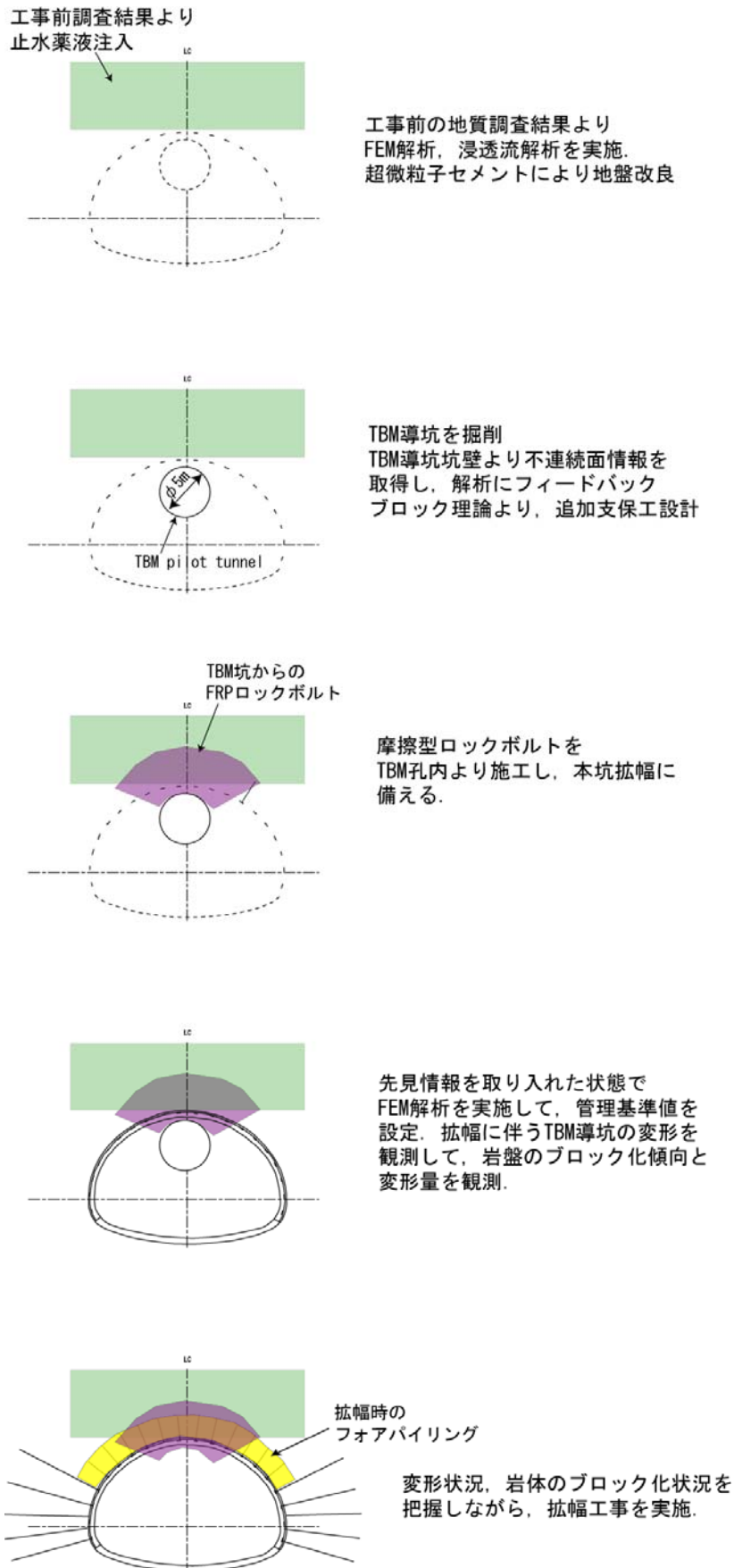


図 5.1.6 鈴鹿トンネルトンネル工事における解析・設計・対策・観測のフロー

### 5-1-2 地形と地質

第二名神高速道路鈴鹿トンネルは、滋賀県と三重県の県境の峠にある。本論文の対象地は滋賀県の土山町にあたり、丘陵地形が広く県境まで広がる地域である。図5.1.7に示したように、河川が作るリニアメントを航空写真より読みとることができる。対象地には、第三紀の砂岩・泥岩互層が東に向けて単調に傾斜しており、層理に直交するような形で節理が発達しているため、層理と節理がリニアメントとして現れている。さらに、鈴鹿峠の東に広く分布する鈴鹿花崗岩と対象地区の砂岩・泥岩互層の地質境界(黒滝断層に相当)も読みとることができる。

図5.1.8には、鈴鹿トンネル全域の地質縦断面図を示した。該当区間は、トンネル西側坑口から500m程度入った区間であり、第三紀の砂岩・泥岩互層が東に向けて単調に傾斜しており、本互層の工学的特徴は硬質な砂岩の間に一軸圧縮強度3MPa(30kgf/cm<sup>2</sup>)の軟質な泥岩が挟まっている状況である。また、硬質な岩盤には、層理と節理が直交するような形で発達しており、不連続性岩盤として挙動する可能性が地質調査により明らかになっている。

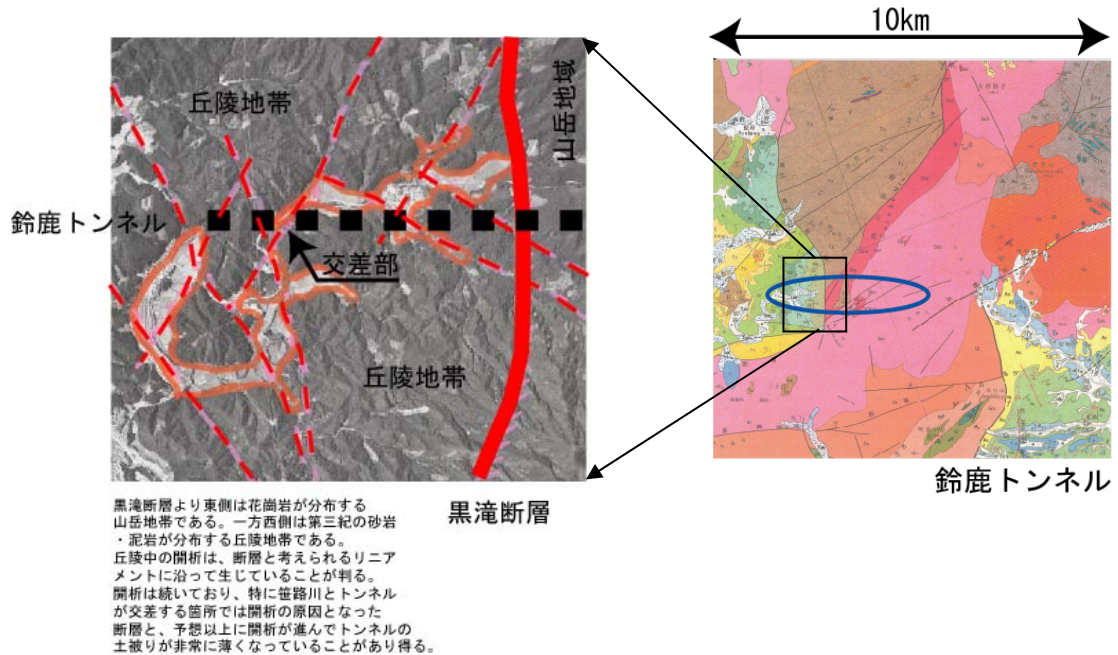


図5.1.7 鈴鹿トンネル付近の地形・地質

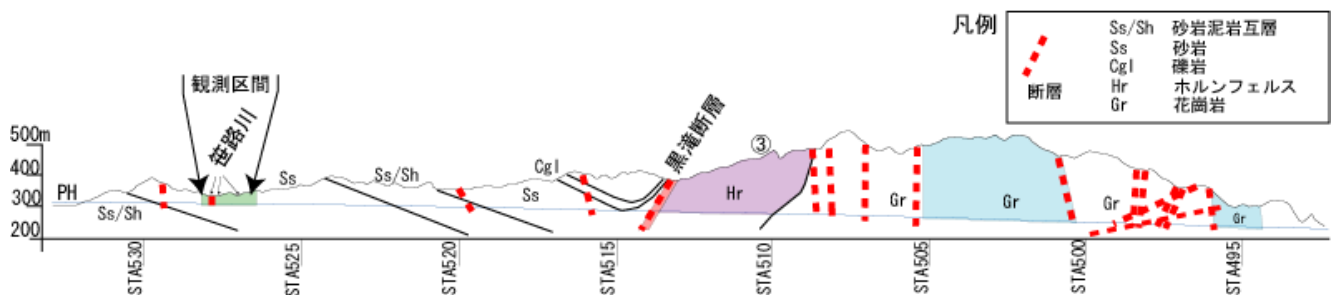


図5.1.8 鈴鹿トンネル地質縦断面図



### 5-1-3 当初設計における薬液注入工法

TBM 導坑の通過に先立ち、調査・解析として、ボーリングによる地質調査と FEM 解析・浸透流解析が実施された。解析結果に基づき、超微粒子のセメントを不連続面(水文的には地下水の水みち)に注入することにより、不連続面のせん断抵抗と変形特性を改良し、透水性を改良する対策工が実施された (図 5.1.9)。

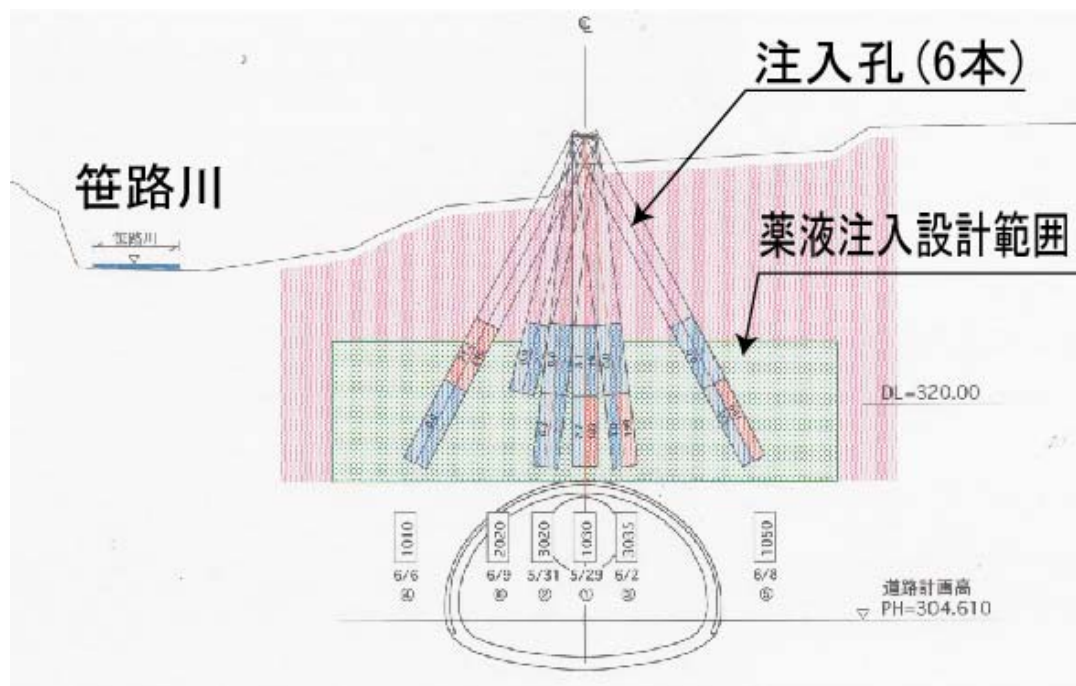


図 5.1.9 TBM 導坑掘進前の薬液注入対策

薬液注入による対策工は、地表から図 5.1.10 に範囲で実施された。範囲は、トンネルの直上を通過する笹路川からの河川水の流入を抑止するため、河川を覆うように範囲を設定された。また、地質調査の結果により推定されていた層理や断層などのみず道となる部分は、重点的に注入がなされた。注入材は、河川への漏出による化学的汚染が問題にならないように、セメント系の超微粒子セメントが選ばれた。

後述するように、TBM 通過後の坑壁観察結果が地質調査にフィードバックされ、層理、断層、節理の不連続面の位置が解析に追加された。不連続面からブロック化して岩盤ブロックが移動すれば不連続面からブロック化した岩塊が崩落し、笹路川から直接トンネル内に漏水が発生する可能性があり、回復不可能なダメージが発生する。このような状況に基づき、追加支保の設計のために、不連続面情報を 3 次元データとして直接扱えるブロック理論による解析が採用されることになる。



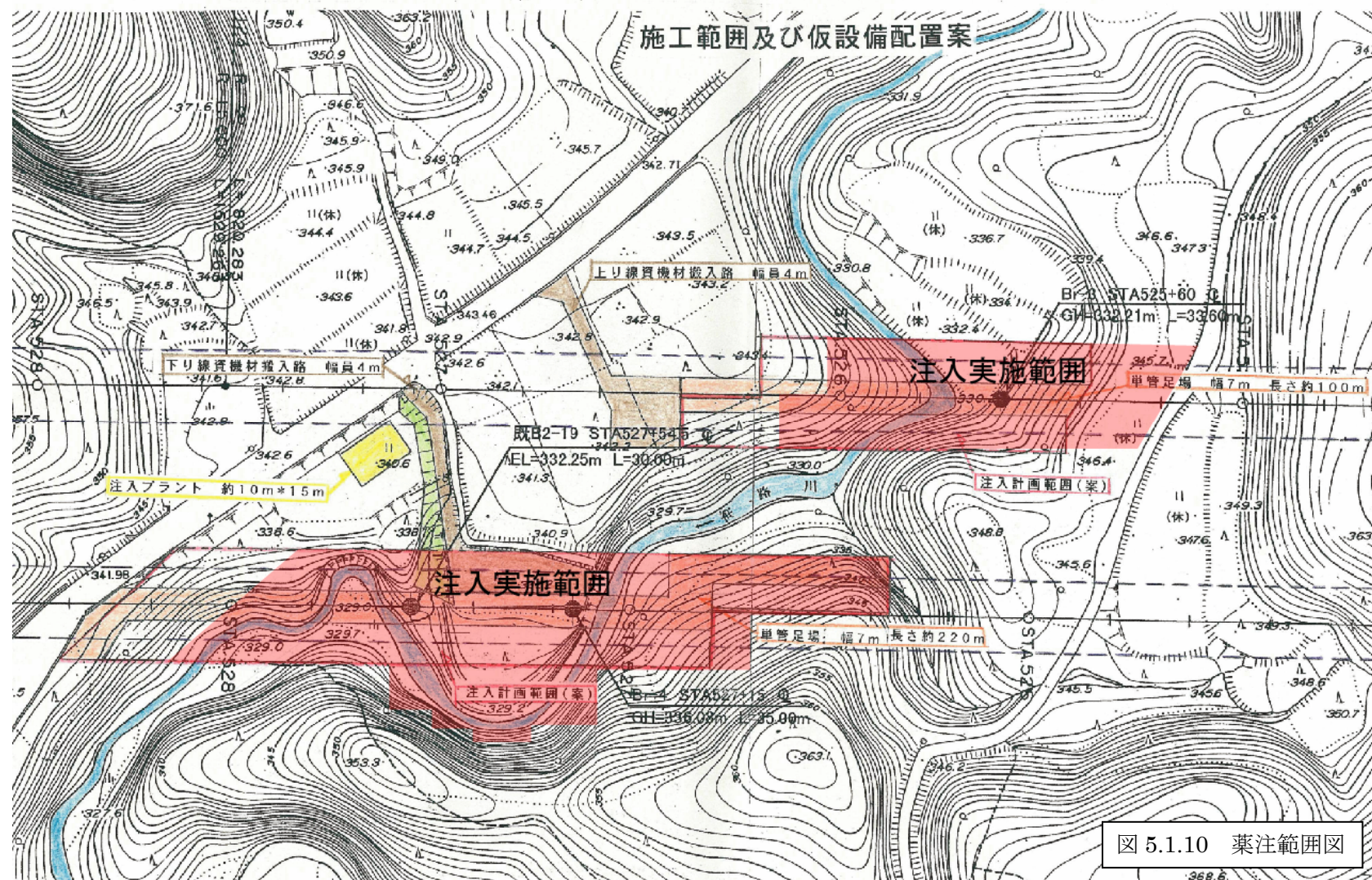


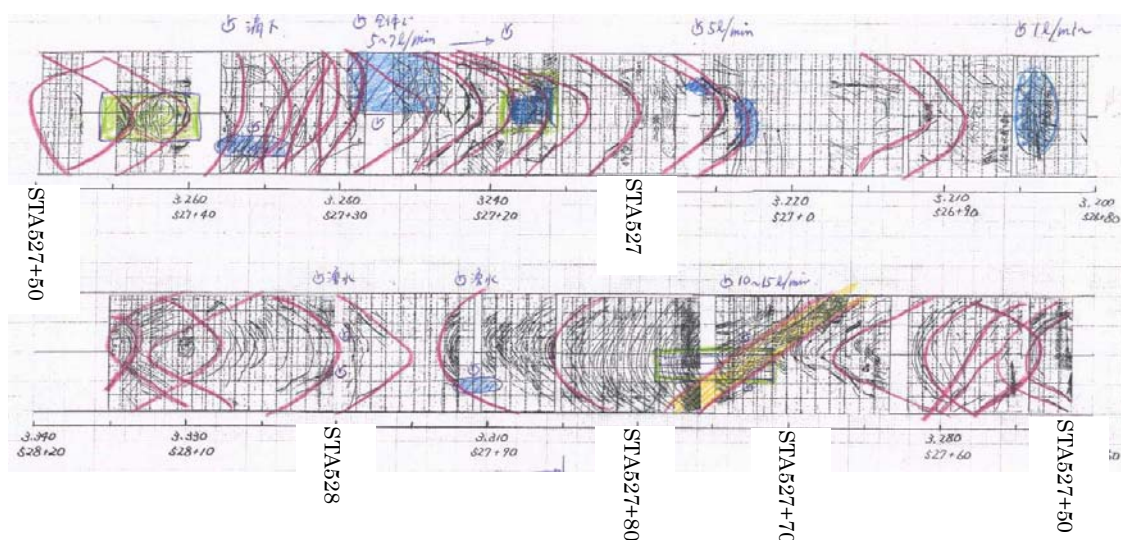
図 5.1.10 薬注範囲図



#### 5-1-4 ブロック理論の適用

前述のように、TBM導坑通過時の坑壁観察により、追加された不連続面情報による地質の見直しが実施された。より多数の層理、断層、節理が出現したことから、追加検討を実施した。追加支保のための設計は、不連続面情報を3次元情報のまま取り扱えるブロック解析を適用した。TBM坑壁から得られた図5.1.11に示す不連続面分布図より、不連続面情報を数値化して、新たに開発したキープロック解析プログラムに入力した。この際、不連続面の強度は、粘着力については、笹路川に対する止水薬液注入により粘着力が、 $c=0.1\text{MPa}$ に改良されたと判断した。せん断抵抗角は $\phi=30^\circ$ とした。解析結果で、13個の移動可能ブロックが抽出された。図5.1.12に移動可能キープロックの分布を示す。これらのブロックは、粘着力の改良が無い場合は、 $F_s<1.2$ となり、下方に落下する可能性がある。大断面掘削時には、不連続面の選択的な変形・剥離が生じて、粘着力を失う可能性もあることから、不連続面の変形を抑制する目的で、TBM孔内からFRPロックボルトを導入した。解析の結果、図5.1.12に示すような移動可能なブロックが発見されたため、TBM坑壁からの補強を設計した。

図5.1.13～図5.1.14にキープロックプログラムにより抽出した不安定ブロックの形状図と必要抑止力および対策工を表示した出力図の1例を示した。図5.1.13は、キープロック情報と抽出された形状を出力している。図5.1.14は、薬液注入により、不連続面強度が $0.1\text{MPa}$  ( $1\text{tf/cm}^2$ ) 補強されたとした場合の安定計算結果である。13個の移動可能ブロックは、不連続面強度が補強された場合には、すべて $F_s>1.2$ となり、安定となることがわかった。



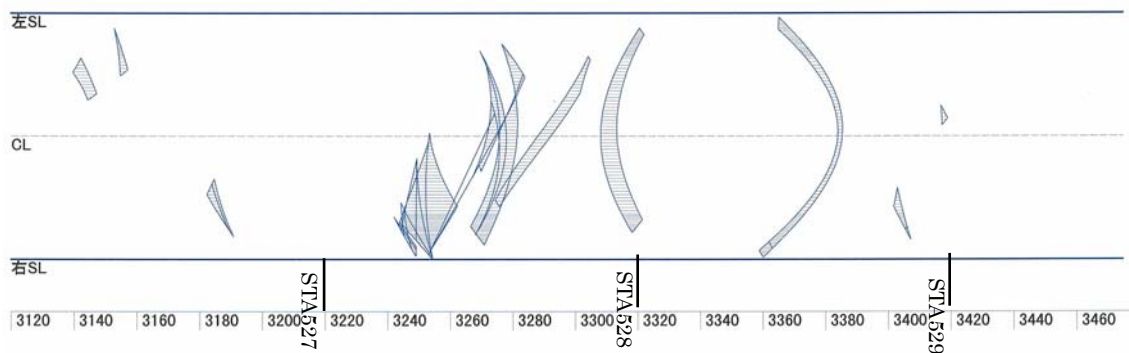


図5.1.12 キーブロック分布図（斜線部:移動可能ブロック）

これらのブロックは、粘着力の改良が無い場合は、 $F_s < 1.2$ となり、下方に落下する可能性があるため、大断面掘削時に、不連続面の選択的な変形・剥離が生じて、粘着力を失う可能性もあることから、不連続面の変形を抑制する目的で、TBM孔内からFRPロックボルトを導入した。

ロックボルトは、図5.1.15に示すように、拡幅断面に対して扇形、上方に施工された（ $L=6.0\text{m}$ 、FRP中空ボルト、周方向 $2\text{m}$ 間隔、縦断方向 $1\text{m}$ 間隔、セメント注入全面定着式）。施工区間は、キーブロックが分布する区間とともに、笹路川の直下部においても同時に実施された。

対策工の安全性については、FEM解析によっても確認を行った。FEM計算は、移動可能ブロックが集中する区間であり、断層の存在するSTA527+70について実施した。図5.1.16に解析結果を示す。対策工を導入した場合は、導入前にはトンネル天端において $F_s < 1.2$ のゾーンが認められたが、ロックボルト支保の追加により、不連続面に起因する不安定なゾーンはなくなり、不安定な部分は抑止されることを確認した。

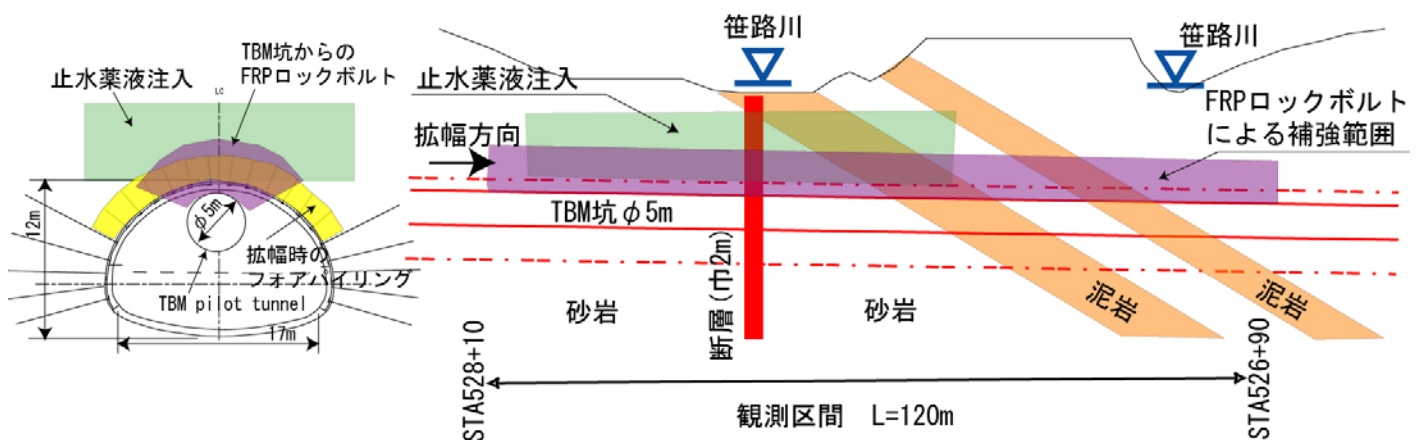


図5.1.15 対策工一般図

## キーブロック情報

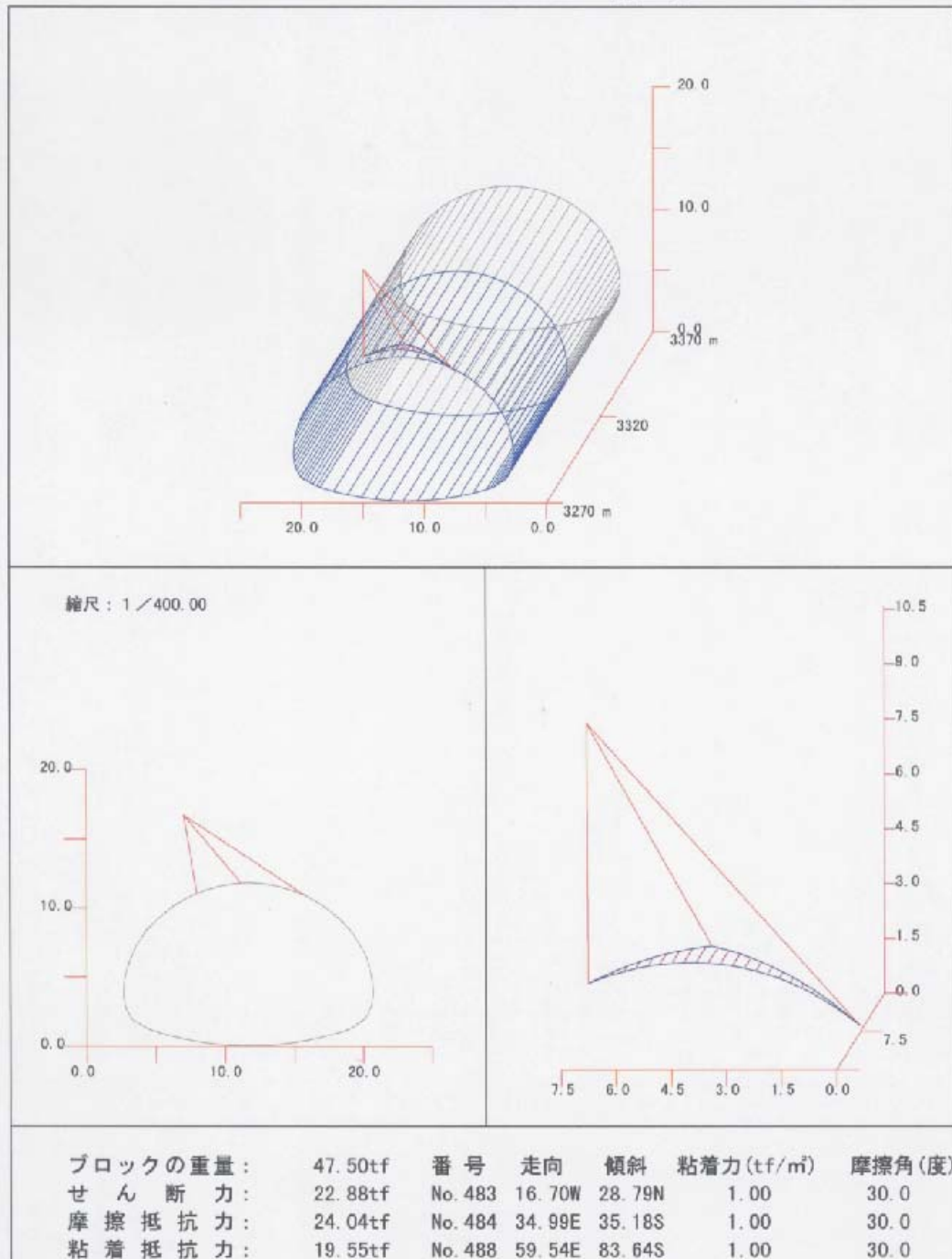


図 5.1.13 キーブロック情報

## 支保力の計算結果

### 《アウトライン座標》

No.	X1	Y1	Z1	X2	Y2	Z2
1:	-4.67	12.92	15.75	-3.71	7.27	5.31
2:	-4.67	12.92	15.75	-0.54	8.01	7.68
3:	-4.67	12.92	15.75	4.22	7.04	-0.65

### 《切口座標及び周囲延長》

1:	X=-0.54m	Y=8.01m	Z=7.68m	延長=4.06m
2:	X=-3.71m	Y=7.27m	Z=5.31m	延長=10.52m
3:	X=4.22m	Y=7.04m	Z=-0.65m	延長=9.66m
周囲総延長: 24.24m				

### 《ブロック情報》

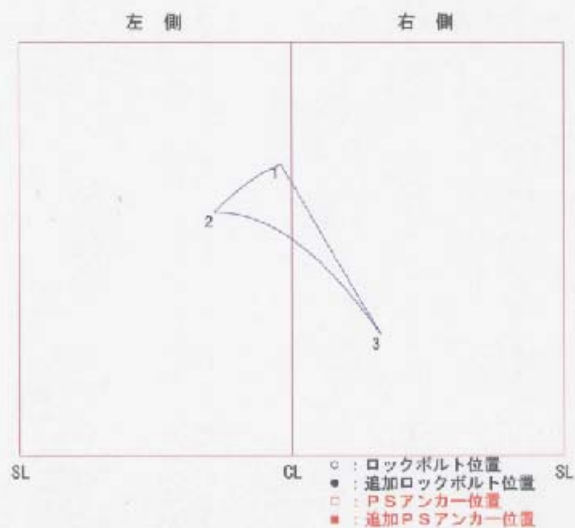
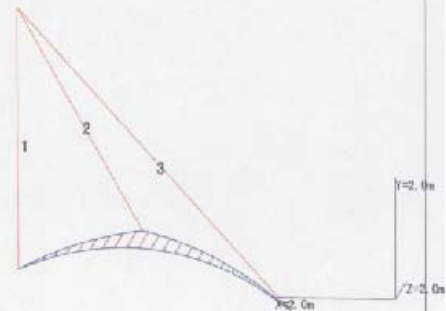
ブロックコード: 010  
 すべりモード: No. 483の一面滑り  
 ブロック重量: 47.50 tf  
 すべり力: 22.88 tf  
 摩擦抵抗力: 24.04 tf  
 粘着抵抗力: 19.55 tf  
 無対策滑り力: -20.71 tf  
 自然状態の安全率: 1.91

### 《標準支保工の耐力》

吹付け耐力: tf  
 ロックボルト耐力: tf  
 PSアンカー耐力: tf  
 H鋼耐力: tf  
 標準支保工後安全率: 1.91

### 《追加支保工の耐力》

吹付け耐力: tf  
 ロックボルト耐力: tf  
 PSアンカー耐力: tf  
 支保工追加後安全率: ——



### 《亀裂データ情報》

番号	走向	傾斜	粘着力 (tf/m)	摩擦角 (度)
No. 483	16.70W	28.79N	1.00	30.0
No. 484	34.99E	35.18S	1.00	30.0
No. 488	59.54E	83.64S	1.00	30.0

※ Z座標: 3270 mm からの距離

図5.1.14 キーブロック安定計算結果

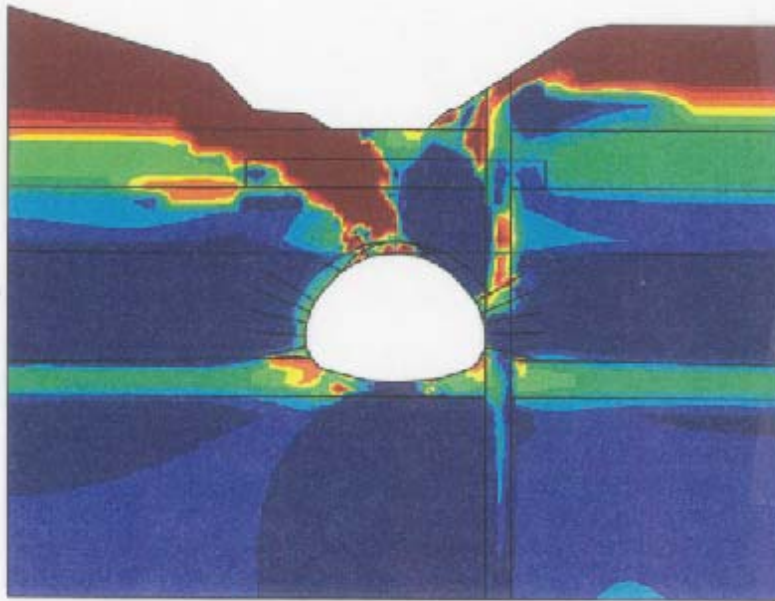


STA 527+70m (断層右)

(図は完成時の安全率)

安全率

対策工なし 安全率分布図



対策工あり 安全率分布図

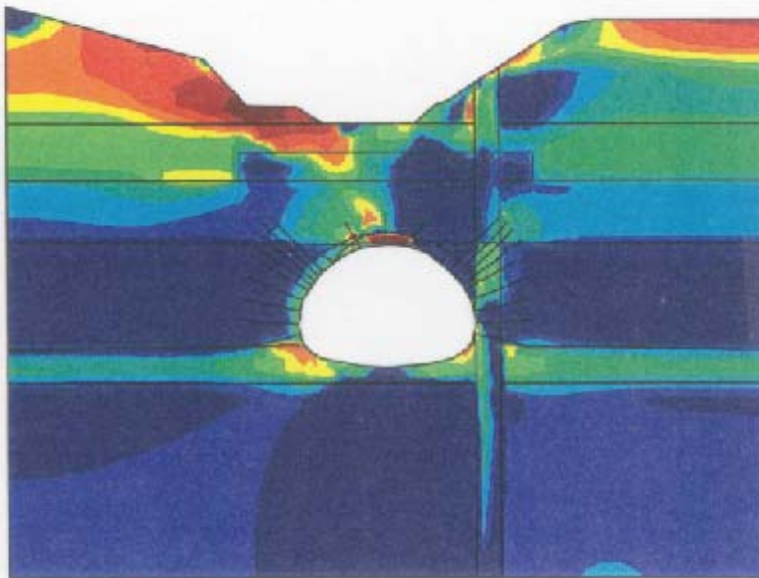


図 5.1.16 FEM 解析結果図

#### 5-1-5 精密写真測量によるモニタリング計測条件

ブロック解析により抽出した不安定ブロックおよびブロックの境界となる断層破碎帯部について、図 5.1.17 に示すように、笹路川の直下において、精密写真測量により岩盤変位モニタリングを実施した。切羽拡幅に伴う TBM 坑の坑壁の挙動を、3 次元的に計測することにより、岩盤のブロック化と対象断層破碎帯の挙動を予測し、笹路川のトンネルへの崩落に対する監視を行った。

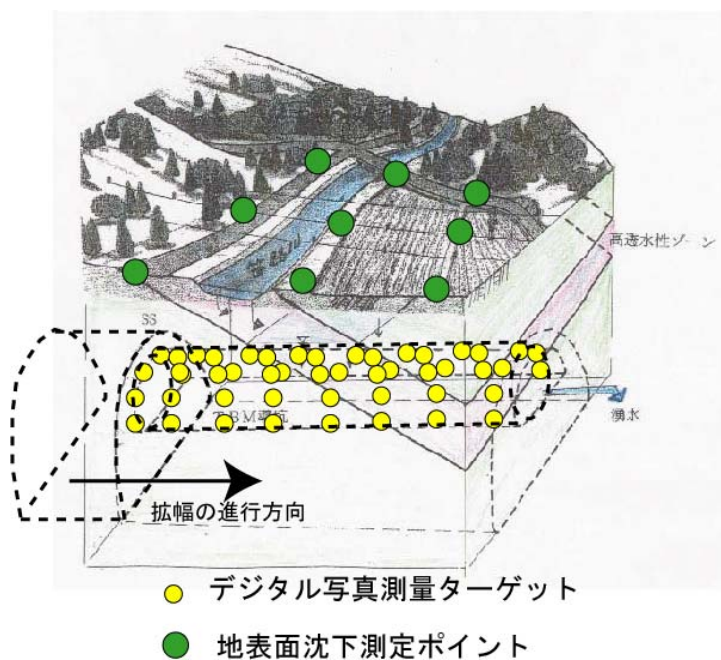


図 5.1.17 モニタリングの概念図

##### (1) 撮影機材

カメラに Nikon D1 を、レンズは同社製 18mm を使用した。TBM 導坑内では、Nikon スピードライト SB-28DX フラッシュを用いた。

##### (2) ターゲット

カメラおよびレンズを決め、測定距離をもとに、ターゲット像が画像上に直径 5 画素以上で写るよう、ターゲットの径を決めた。今回は 30mm のものを用い、およそ 1m (横断方向に 10 個配置)、2m (縦断方向に 61 列) 毎に設置した。その結果、1 枚の画像に平均 40 点のターゲット像が写り、解析に用いるには十分であった。ターゲットの配置例を図 5.1.18 に示す。



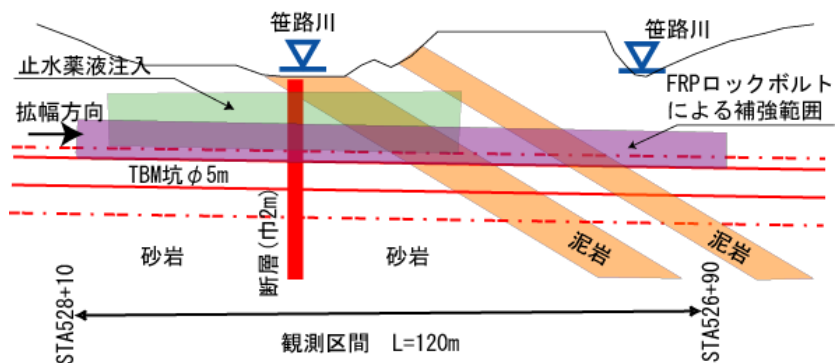
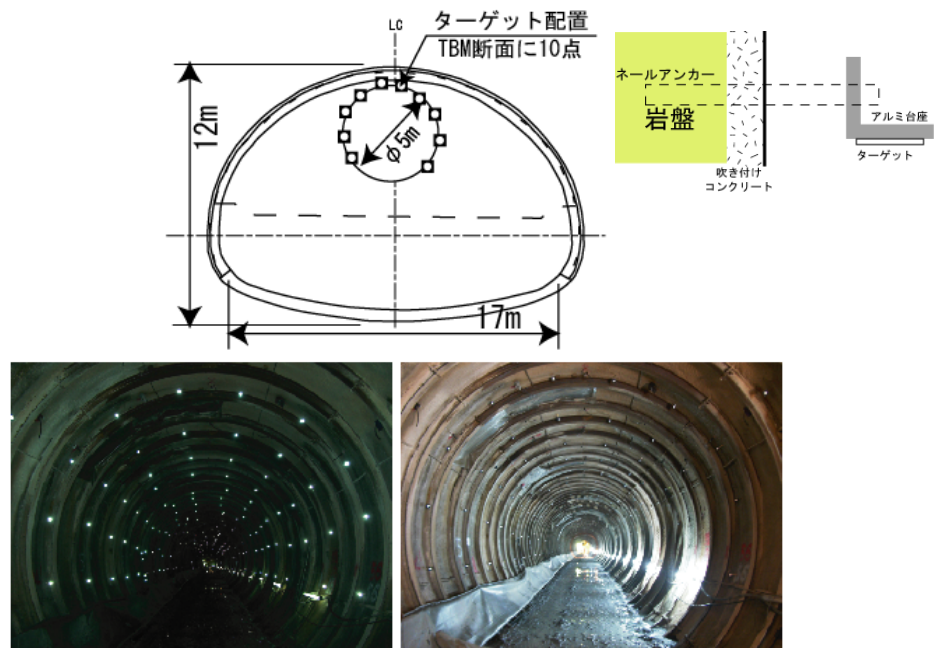


図 5.1.18 TBM 導坑内のターゲット配置

### (3) スケールの導入

鈴鹿トンネルにおいては、撮影サイクルや工事中切羽からの出入りなどの制約から、外部測量によるスケール導入は困難であった。このようなことは、トンネル工事で頻繁に生じることと考えられる。このため、図 5.1.19 に示すような 1m 長さの基準スケールを作成した。

基準スケールは、アルミ角棒の面に貼り付けた反射ターゲット間の距離を  $5\mu\text{m}$  の精度で測定することにより作成した。測定は 3 次元測定器を使用した。

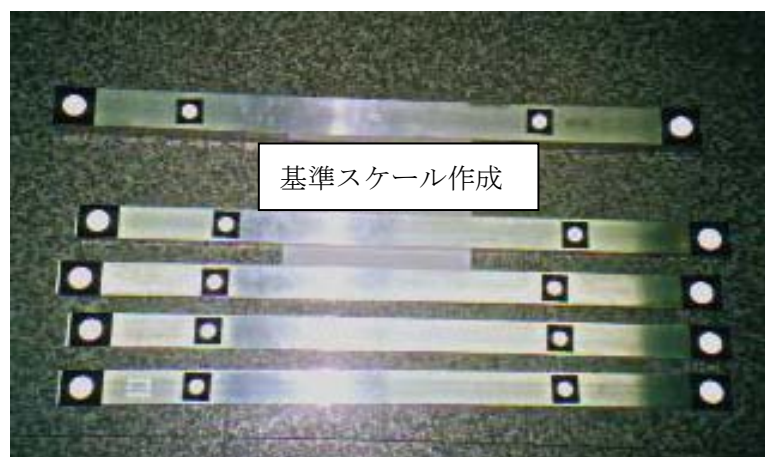


図 5.1.19 基準スケール

#### (4) 撮影条件

絞りは最大で F22 とした。ピントは無限大にあわせた。シャッター速度は 1/250 とし、ISO 感度を 200 に設定した。

撮影は、10m ピッチで、各横断では 3 箇所ずつ撮影を実施した。ターゲットは切羽の粉塵を避けるためと、撮影者の安全のために、拡幅切羽方向を向いて、撮影した。

図 5.1.20 に撮影概念図を示す。

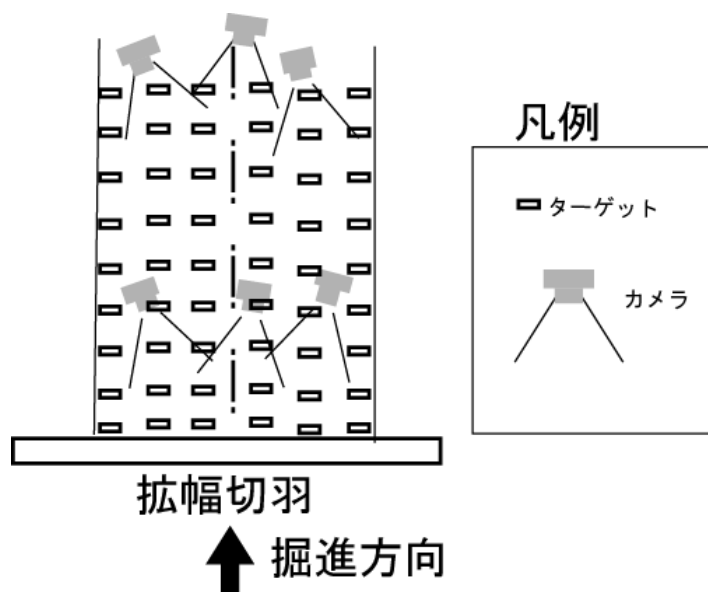


図 5.1.20 TBM 坑内撮影概念図

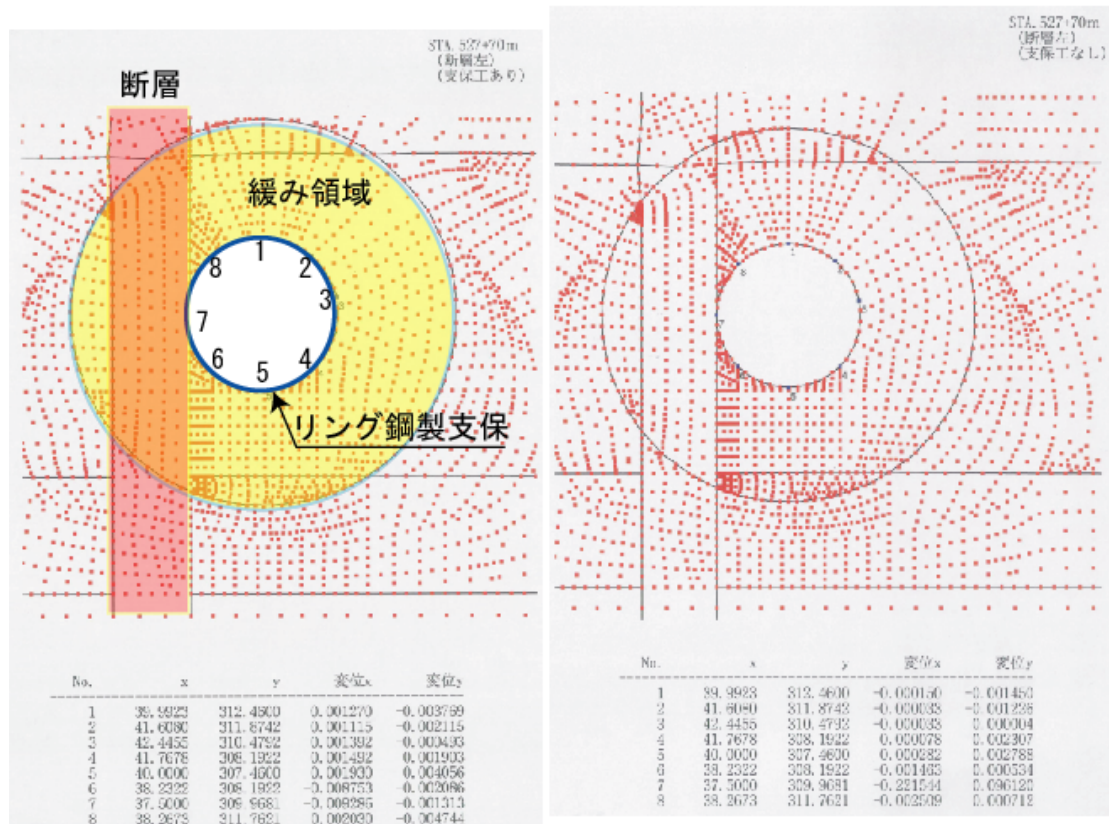
#### 5-1-5 管理基準値と観測頻度の設定

切羽拡幅の影響による先行ゆるみ計測の管理は、

- ・ TBM内のターゲット設置によるデジタル写真測量の変位量
- ・ 地表面の変位測量
- ・ TBM内の壁面変状と湧水量の変化

等の状況を総合的に判断する必要がある。デジタル精密写真計測による管理は、TBM 導坑の変位観測であることから、FEM 解析による変形予測値から管理基準を設定した。

FEM 解析は非線形弾性解析によった。リング支保が効果を発揮している場合は、図 5.1.21 左側の図に示すように、ほとんど変位が起きない。ただし、切羽拡幅の影響で、切羽近くでは支保が効かなくなる場合に大きな変形を示すことがあるため、リング支保が無い場合での計算を実施して、図 5.1.21 右側に示したように、大きな変形を示しうる断層以外の岩体での変形量を求めた。STA257+70 の断層が右と左に出現する場合に、断層破砕部以外で、水平 9.7mm、鉛直 5.5mm の変位量が算出された。この内、小さい方を採用して、内空に置き換えて 2 倍として 11mm→10mm を管理値に採用した。結果を表 5.1.1 に示す。



リング鋼製支保が効いている

支保が効いていない

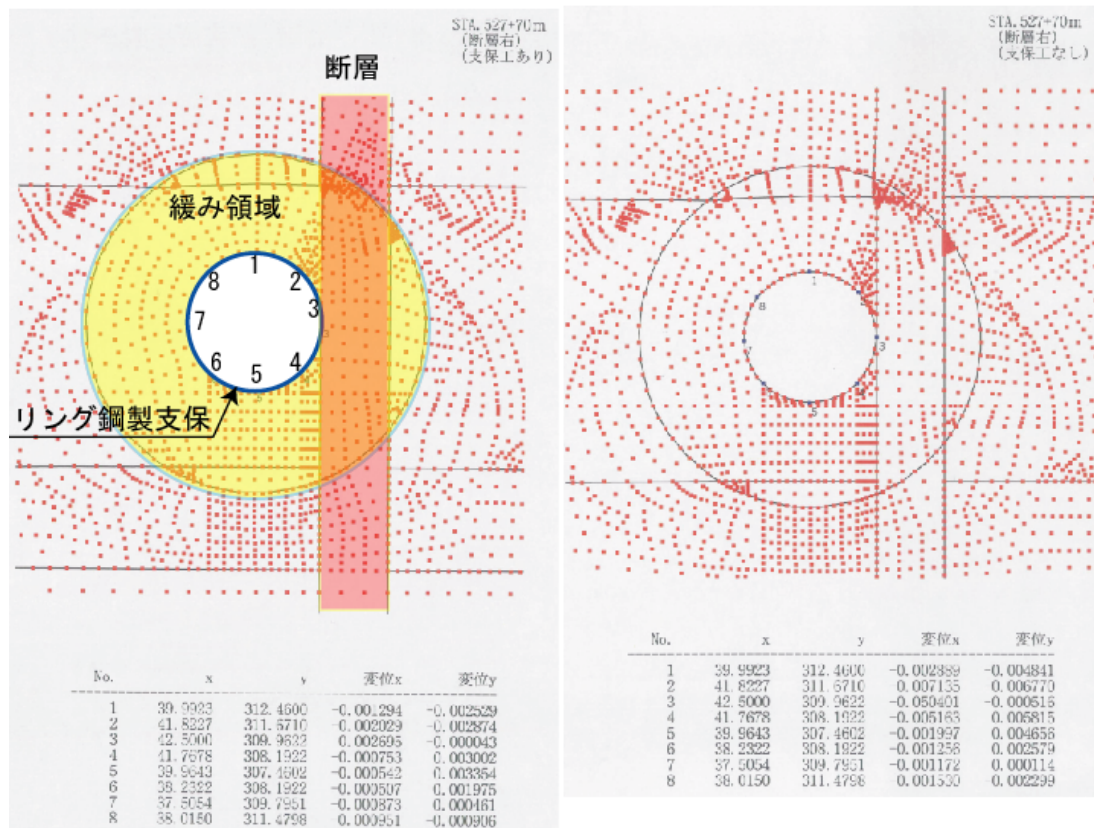
527+70TBM (断層左)

	X1	Y1	X2	Y2	X (mm)	Y (mm)
1	1270	-3769	-150	-1450	-1.42	2.319
2	1115	-2115	-33	-1226	-1.148	0.889
3	1392	-493	-33	4	-1.425	0.497
4	1492	1903	78	2307	-1.414	0.404
5	1930	4056	282	2788	-1.648	-1.268
6	-8753	-2086	-1463	534	7.29	2.62
7	-9286	-1313	-221544	96120	212.258	97.483
8	2030	-4744	-2509	712	-4.539	5.456

※数値は、TBM内での支保工あり (X1・Y1) と支保工なし (X2・Y2) の変位量の差 (+: 上方 (右) 変位、 -: 下方 (左) 変位 (沈下量))

(a)断層が左側に存在する場合 (527+70)

図 5.1.21 TBM 抗周囲の FEM 解析結果



リング鋼製支保が効いている

支保が効いていない

527+70TBM (断層右)

	X1	Y1	X2	Y2	X (mm)	Y (mm)
1	-12594	-2529	-2889	-4841	9.705	-2.312
2	-2029	-2874	-7135	-6770	-5.106	-3.896
3	2695	-43	-50401	-516	53.096	0.473
4	-753	3002	-5163	5815	-4.41	2.813
5	-542	3354	-1997	4656	-1.455	1.302
6	-507	1975	-1256	2579	-0.749	0.604
7	-873	461	-1172	114	-0.299	-0.347
8	-951	-906	-1530	-2299	-0.579	-1.393

※数値は、TBM内での支保工あり (X1・Y1) と支保工なし (X2・Y2) の変位量の差 (+: 上方 (右) 変位、 -: 下方 (左) 変位 (沈下量))

(b)断層が右側に存在する場合 (STA 527+70)

図 5.1.21 TBM 抗周囲の FEM 解析結果

表 5.1.1 先行ゆるみ計測の管理基準値

計測項目	計測位置	管理レベル (mm)	備考
先行計測	TBM内	10	FEM 解析では、リング支保の効果が無くなり不安定ブロック状の片状が発生した状態での変位を算出している。線分長で表されるため、 $5.5 \times 2 = 11\text{mm} \rightarrow 10\text{mm}$ を基準値とした。
地表面沈下	拡幅部地表	10	FEM 解析による安定な最終地表面沈下量 21mm の半分とした。

- ・ 単位 mm:管理レベルは累積変位量である。



先行ゆるみ管理の判定用基準のフローチャートを図 5.1.22 に示すと共に、デジタル写真計測の頻度について以下に示す。計測全区間 120m のうち 60m について解析を行った後、切羽前方 10m の断面について内空変位量を算出する。その後、相似変換して 3 次元座標軸を初期値とあわせて、3 次元変位を算出して、3 次元視覚化を行い、岩盤の挙動モードから不連続面の安定性や位置を推定し、施工へフィードバックした。計測は、切羽が 3m 掘削毎の工事サイクルタイムに同期して行った。

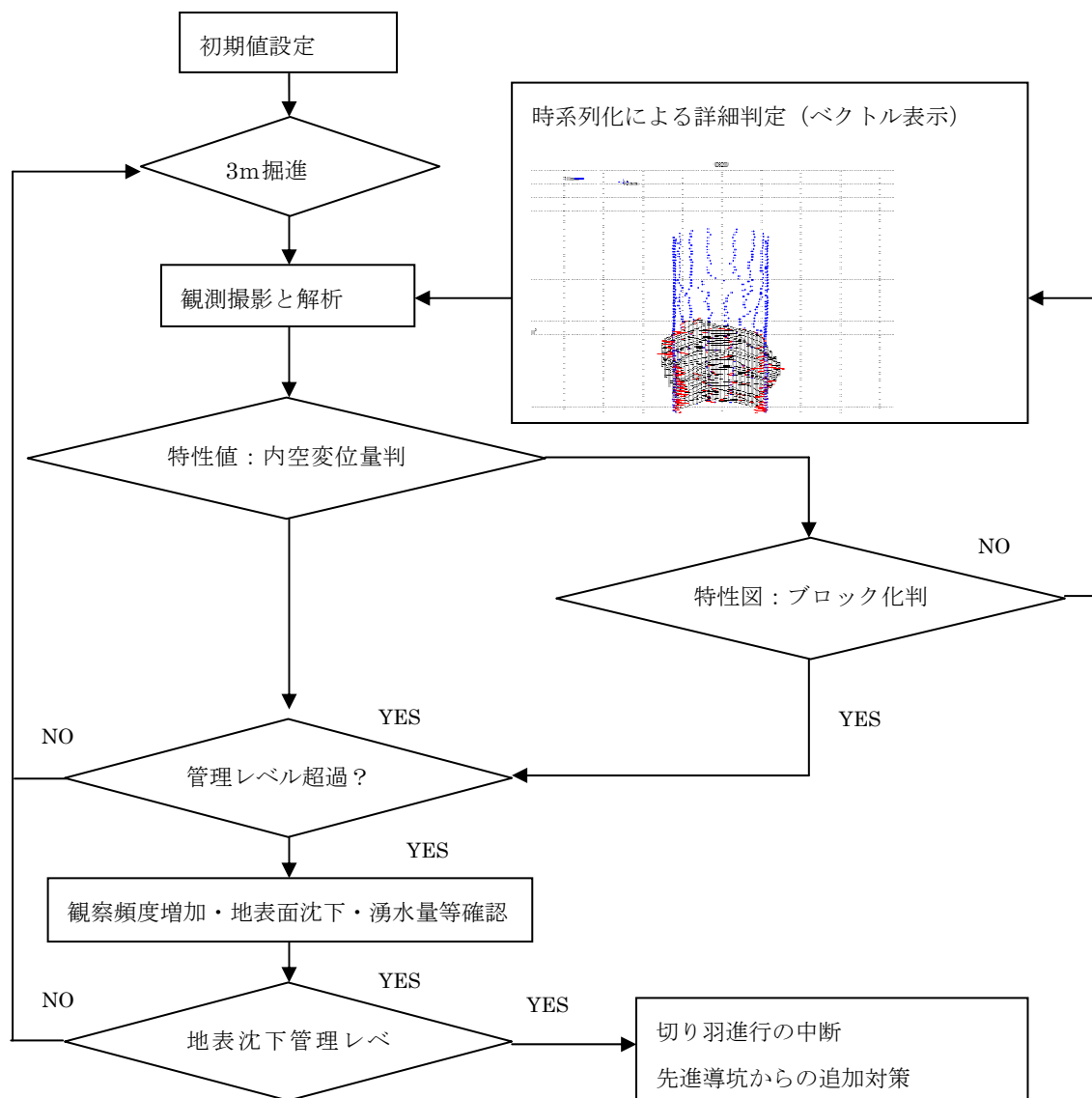


図 5.1.22 先行ゆるみ管理の判定用基準のフローチャート

### 5-1-6 観測結果

観測結果は次の通りである.

ターゲット数：317 点

撮影枚数：85 枚

画像上のターゲット数：4989 点

未知数の数：1469 個

1 回の繰り返し計算にかかった時間：135.23 秒

画像面上誤差：0.5903 $\mu$ m

座標推定精度  $\sigma_x$  : 0.2591mm,  $\sigma_y$  : 0.1757mm,  $\sigma_z$  : 1.6667mm

$\sigma_{xyz}$  : 0.9791mm

画像面上誤差は 0.5903 $\mu$ m で、1 画素の大きさが 11.8 $\mu$ m であるから、約 1/20 画素の精度で座標を計測できたことになる。トンネルの施工中における撮影という条件の悪さを考えると、良好な撮影が行えたといえる。平均で 1mm 程度の推定精度が得られ、トータルステーションの測距精度が 2mm 程度であることを考慮すると、互角かそれ以上の精度で計測が実施できたことになる。

バンドル調整計算により求めた 610 点の 3 次元座標を利用するために、まず内空変位と天端沈下に相当するものを図 5.1.23 の様に定義する。この表現による変位は同じ横断面に限らず 610 点の任意のターゲット間の距離比較が可能である。

図 5.1.24 に断層の位置にあたる STA527+70 前後 2m の例を示した。この部分における FEM 解析による許容変位量は、鉛直方向 5.5mm、水平方向 9.7mm と計算されていた。このため、管理基準値を 10mm とし、管理基準値に対して情報化施工を行った。測定値は許容範囲内に収まり、先行支保の効果が発揮されたものと考えられる。

図 5.1.24 は、平均 3m/日で断層部に接近する切羽の前進に伴う経時変化を表している。各色は、図 5.1.23 に基づく天端沈下(A,B)及び内空変位(C,D)を表している。グラフの中斷した部分が、切羽がその部分のターゲットに到達し、ターゲットが消失した時を表している。例えば 10 日前の変位は切羽が対象断面から 30m 程度離れた所に近づいていることを表す。

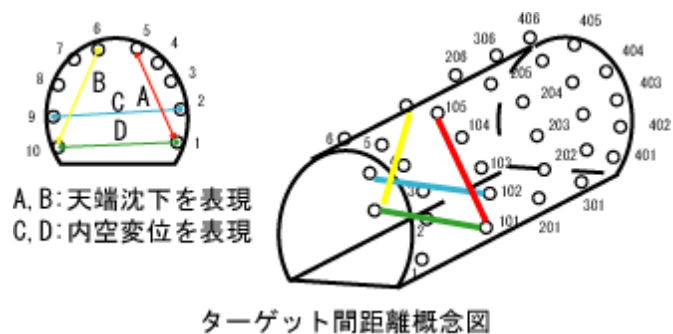


図 5.1.23 内空変位の定義

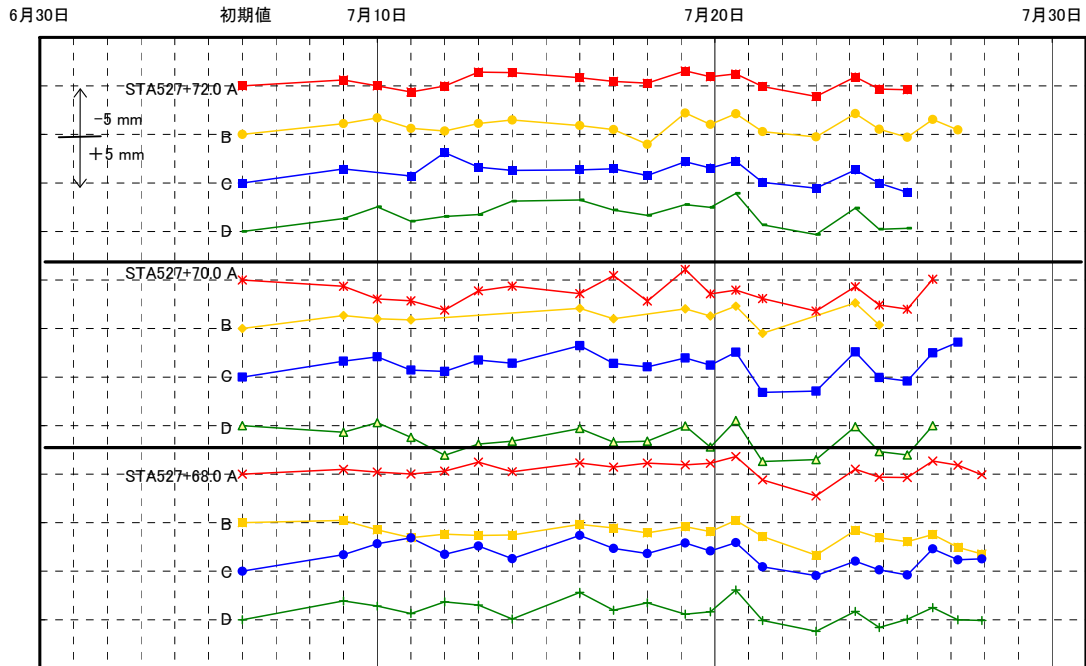


図 5.1.24 内空変位計測結果

図 5.1.24 の縦軸は、1 目盛り 5mm の内空変位を表す。グラフより、数 mm の範囲で変化しているが、大きな変化はなく、管理基準値内で推移していることがわかる。計測によって得られた岩盤の変位の大きさと方向を 3 次元的に監視したものが図 5.1.25 である。

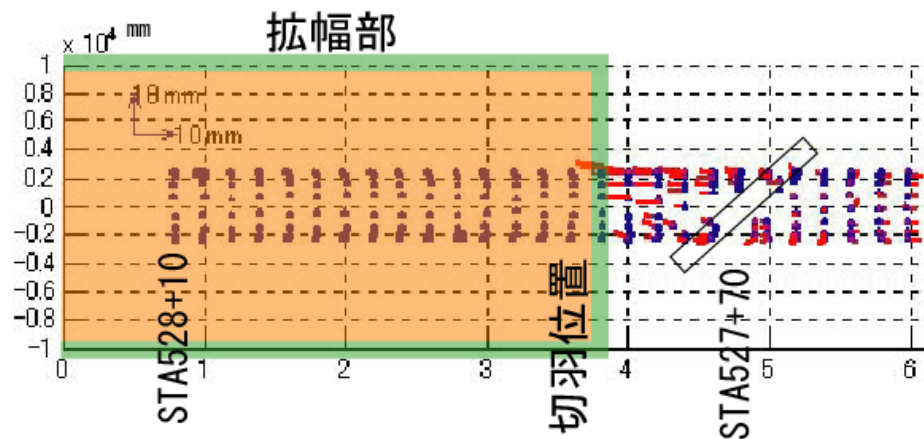


図 5.1.25 3 次元変位分布計測結果

STA527+70 に示す白線を境界に破線の部分で、ベクトルの動きが異なり、岩盤が不連続性挙動を示していると考えられる。境界より右側にも動きが見られるが、均等な岩体全体の動きと判断ができる。断層に近づいた際に、図の様な変化が認められ、不連続性岩盤的な挙動が認められた。事前に実施したキープロック解析結果と抽出した不連続面に評価を加え、支保による安定効果を確認した。掘削通過時に、内空変位の大きさは基準値を越えることなく、建設工事は岩体を脆弱化することなく実施できたことを確認した。図 5.1.26 は切羽に出現した断層のスケッチである。



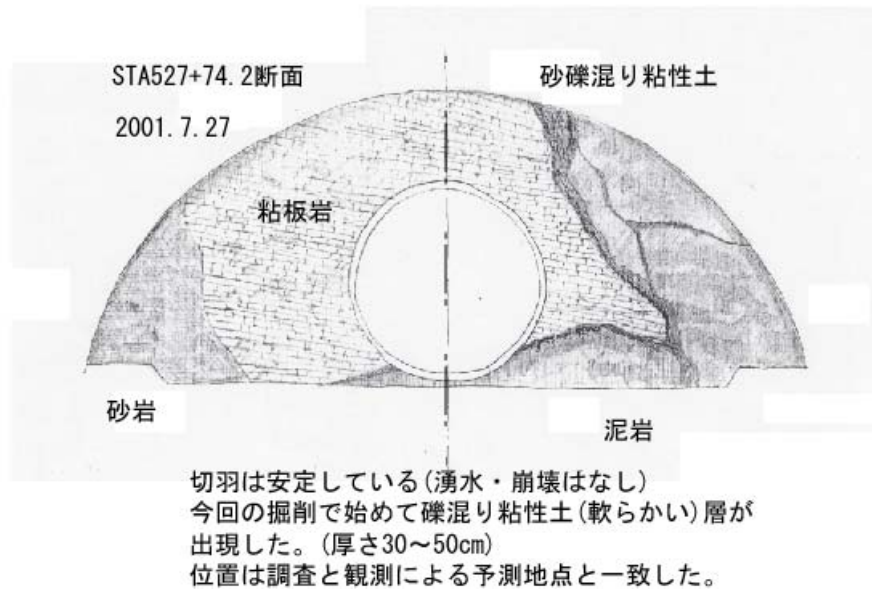


図 5. 1. 26 断層が出現した際の切羽のスケッチ

もう一つ計測結果例を，図5. 1. 27に示す．これは泥岩薄層の部分の計測結果であり，観測区間の終点付近で認められた不連続性岩盤挙動が顕在化したと考えられたゾーンである．笹路川が再びトンネルと交わる部分であり，かつ弱い強度の泥岩が分布する地点に一致するため，掘削速度を遅くするなど慎重に施工を進めた．切羽が，該当地点に到達した際に，図5.1.28に示すように層理と節理に囲まれてブロック状になり崩落した．

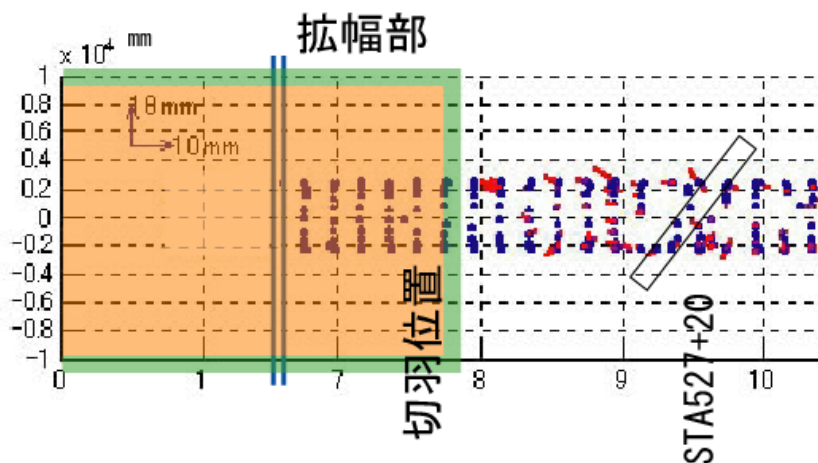


図5. 1. 27 3次元変位分布計測結果

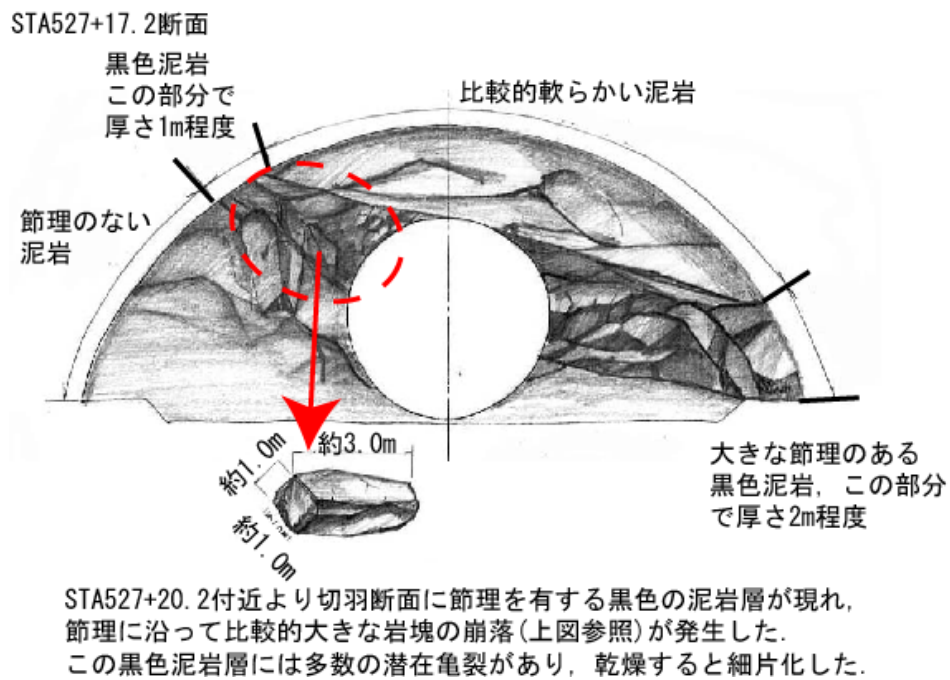


図5.1.28 泥岩層のブロック崩落

#### 5-1-7 検証結果

トンネル掘削に伴い、従来のトンネル管理手法であるA計測（天端沈下量と内空変位量観測）およびB計測（地中変位測定）が、実施された。A計測は、10m間隔で実施され、B計測は、STA527+80地点で、TBM導坑内から、直上笹路川に向けた方向で実施された。

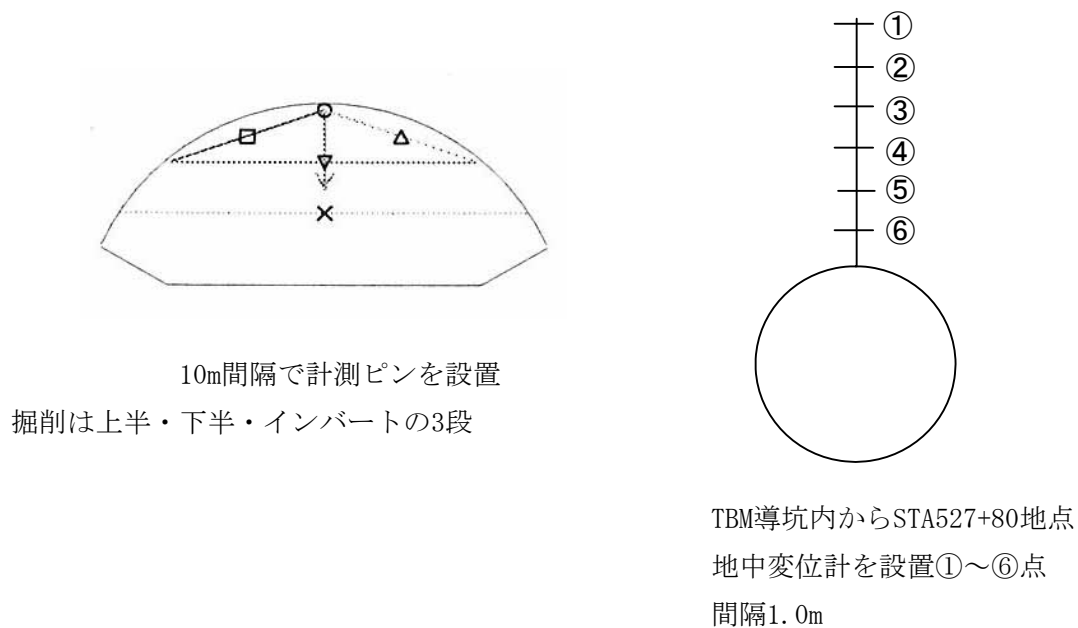


図5.1.29 A計測及びB計測の実施

図5. 1. 29にSTASTA527+80断面のA計測結果を示す。A計測は、大断面拡幅直後からの図5. 1. 19地点に示した地点での天端沈下量，内空変位量を計測している。A計測では，最も不安定になる可能性のある本断面について結果を述べる。

特に顕著な動きを見せる沈下量に着目すると，上半掘削時に最大8mm程度の沈下が記録されている。下半掘削時は，10月20日に通過しているが，その後は，徐々に10mm程度までの変化を見せている。インバート掘削が，通過後は15mmで安定となって沈下が収束している。これは，FEM解析による過半掘削時の管理基準値内であった。

B計測の結果を図5. 1. 31に示した。これによると，図から明らかなように，拡幅切羽が，17m（1Dに等しい）に近づくまで変化はほとんど見られず，その後直前において，0.5mmの圧縮傾向を見せている。奥側①で圧縮量が最も大きいことから，拡幅掘削の影響が地表面を沈下（6mmが観測値）させたことから，該当部分では相対的に圧縮が記録されたものと考えられ、変位量ごく少ないことが確認できた。この変位値と対応するのが精密写真測量による図5. 1. 24の結果である。図の上のSTA527+72の計測値が対応しており，トレンドとしてはほとんど変化が見られず，矛盾しない結果と考えられる。切羽から1Dの距離での変化であるため，STA527+70断面の結果をみると，最後の3点程度に相当するが，同様の距離にて，やや沈下傾向が累積している。地盤がゆるみやすい部分では，切羽の接近に伴って，近傍の緩みが発生していることを示していると考えられる。その緩み量は，予測より小さく，FRPロックボルトの不連続面を縫い付ける効果が出たものと考えられる。

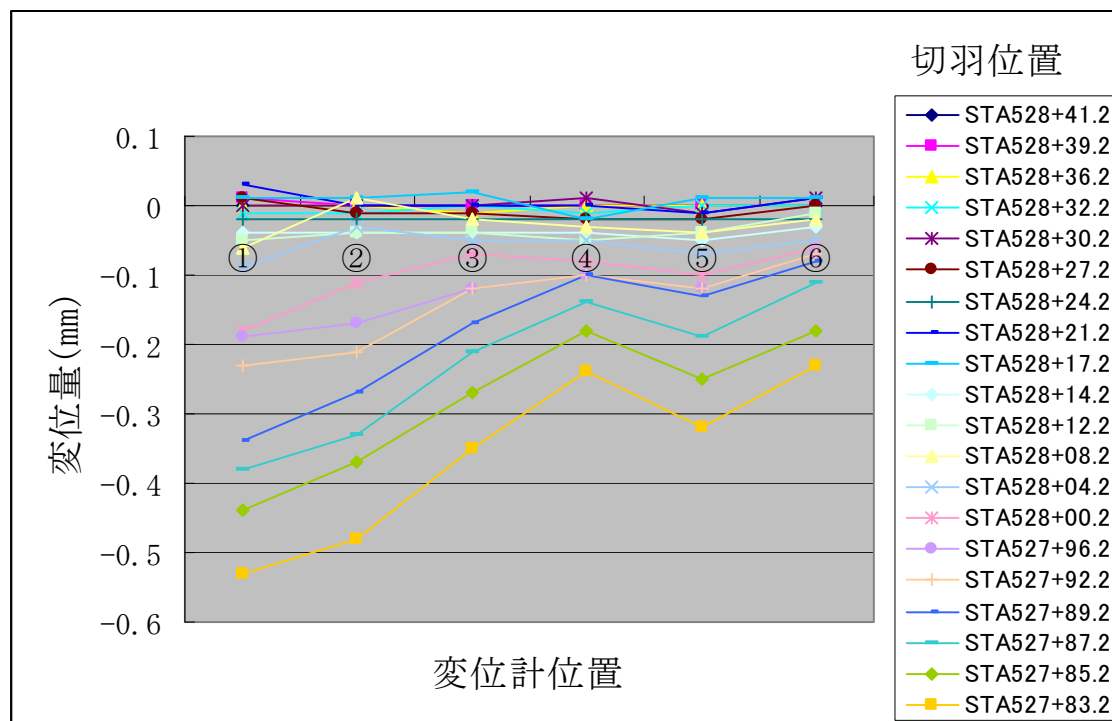
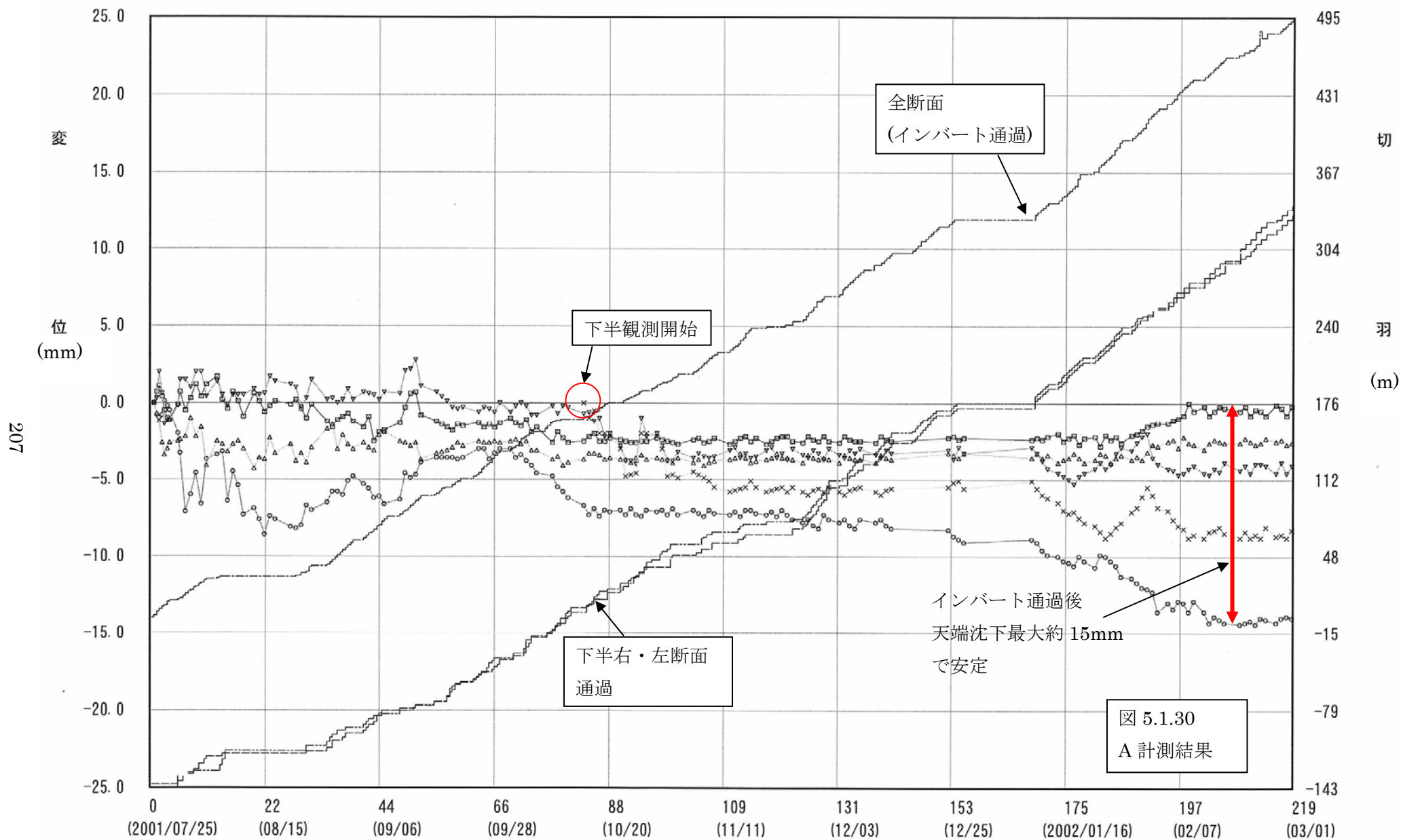


図5. 1. 31 B計測結果



## 5-2 第5章のまとめ

前章までにおいて、ブロック理論と精密写真測量を組み合わせた管理手法を構築し、不連続性岩盤である地山、特に低土被り部や断層部等の特殊な対策工を必要とする場所に本手法を適用しその効果を検証した。その結果、次の成果を得た。

(1)不連続面の特性を分析し、その種類に応じた有効な調査法を用いる。内在する不連続面をモデル化することが、重要であり、岩盤の安定性に影響を与える各種要因と不連続面の特性の相互作用を系統的に考察するためには常に 3 次元の観点で考察することが重要である。不連続性岩盤の解析では、主要な代表横断面を設定して、安定計算を実施するという、2 次元断面上での解析に準拠した方法が一般的であった。本研究では、不連続性岩盤は本質的に 3 次元の扱いが必要であると考え、不連続面調査を整理するとともに、ブロック理論上で、3 次元のブロックをそのまま、安定性を解析・設計することの有効性を明らかにした。

(2)岩盤不連続面と掘削による幾何学的形状の関係から岩盤ブロックの 3 次元的な空間配置を決定し、ブロック理論を用いた設計法について論じた。そして、上記モデル化の手法によって考察される幾何学的特性に加えて、施工中の岩盤の不連続面から構成される岩盤ブロックの安定性を評価することで補強ならびに支保工の合理的な設計法を提案した。

(3)さらに、土木建設物施工中における際に必要となる不連続性岩盤の動態観測に、デジタルカメラを用いた精密写真測量手法を適用し、不連続面性岩盤の掘削工事による不安定な動きをモニタリングするために、多数の計測点を迅速かつ高精度に計測する技術を完成させた。

(4)新しく提案したブロック解析による設計を適用して、効果的に不連続性岩盤に対する対策を講じ、続いて、その対策の効果あるいは安定性を、精密写真測量技術を活用してモニタリングする管理手法を、実際のトンネル工事に適用し、安全にトンネルを完成させることに成功した。

その他に、以下の知見が得られた。

- ・610点のターゲットの各々は様々な方向に変位することが認められ、ある部分ではまとまりのあるブロックを形成した。何個かのブロック間の境界は、変位の方向・大きさが急激に変化する場所で、3次元的な観察をすると、このような場所は平面を形成しているように見え、岩盤中の不連続面を表している可能性がある。切羽掘削による応力解放が岩盤の不連続性岩盤的な挙動を顕在化させたものと考えられる。

- ・トンネル掘削による応力解放は、岩体の不連続性岩盤挙動を顕在化させることを明らかにし、その顕在化した不連続面に対応するキーブロックの存在を、事前解析にフィードバックする事ができる。

#### 参考文献

- 1) 大西有三, 西山哲, 建部俊典, 林崎信男, 中井卓巳, 龍明治, 松本淳: 第二名神鈴鹿トンネルにおける先行支保効果のデジタル写真測量による情報化施工, 第 11 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集 CD-ROM F03, 2002
- 2) 大西有三, 中井卓巳, 龍明治, 西山哲: トンネルの変形計測のためのデジタル写真測量法の研究, 日本材料学会 材料 Vol.52 No.8, 2003 (投稿中)
- 3) Nakai, T & Ryu, M, Ohnishi, Y., Nishiyama, S., Tatebe, N.: Support Design of River Crossing Tunnel using Keyblock Concept and Its Validation by Monitoring of the Countermeasure by Digital Photogrammetry at Suzuka Tunnel, The 6th International Conference on Analysis of Discontinuous Deformation, 2003 (投稿中)

## 第6章 結 論

### 6-1 結 論

本論文の成果は次の通りである。本研究において、不連続面の抽出から施工に至る過程で、不連続面の本質は3次元の分布であり、3次元の考え方を導入することで、合理的でコスト削減を目的とした設計・施工に対応できることを示した。不連続性岩盤の設計・施工において、3次元の解析をブロック理論により効率的に実施して対策工を設計し、急崖不安定斜面や断層破碎帯・低土被り部のトンネル施工などでは、3次元設計の成果を精密写真測量で観測できることを示した。

(1)不連続性岩盤の挙動は、類型化された崩壊形態を、現実の斜面の安定性評価に結びつけるために、地質的な不連続面、斜面の幾何形状、および地下水条件といった組み合わせが、崩壊する危険性を高くするという経験的な事実を寄せ集め、熟練者が総合的な判断を行ってきた。その推定を確固たるものにするために、収集された各種データの分析、ボーリング試料についての各種の室内実験・解析および近年の斜面災害に関する新しい知見を基に、基礎的で分析的な研究を進める。本研究では、この不連続性岩盤における調査技術に関する考察を行い、本研究が取り組む解析および計測技術と組み合わせる効果的な調査技術を確立させた。

(2)不連続性岩盤の研究の目的は、その安全性の評価を確実に行うことである。しかし例えば現実の岩盤斜面では、複雑な地質条件、岩石・岩盤物性の強い不均質性、地下水の流れの複雑性などにより詳細な解析は難しく、解析的にメカニズムを追求するにも限度がある。そのような背景のもとで、本研究は不連続性岩盤の解析技術として新たな取り組みのもと、ブロック理論に関して考察した。その結果、これまでのブロック理論の現場への適用例では、不連続面の特性のばらつきに対する不確定性から、不連続面の状態に関係なくその強度定数は同一に設定していることが多く、ブロックの抽出を行った後の安定性の判断に関して信頼性の高い解析結果を得ることが困難であった。このため、多くのケースにおいて、安全側の立場に立つために、不連続面の強度定数は小さくとられる事が多い。安定性の解析によって支保の設計が決定されるために、ブロック理論を実用に供するためには信頼性の高い解析結果を得るため、本研究では不連続面の強度を解析によって求め、さらに支保の設計が決定されるものとした。

(3)不連続性岩盤の挙動を監視するための計測システムの研究の結果、従来から使用されている計測機器のような局所的な観測に代わり、広範囲にわたって面的な観測を連続的に評価する計測手法を構築した。具体的には、本研究では不連続性岩盤の動態観測にデジタルカメラを用いた精密写真測量手法を適用し、不連続面の動きをモニタリングするための多



数の計測点を迅速かつ高精度に計測するための技術開発を構築した。

(4)調査，解析および計測技術を組み合わせた本研究による新しい不連続性岩盤の解析管理システムを確立した。具体的には，キーブロック解析により効果的に不連続性岩盤に対する施工を講じ，その対策の効果あるいは対策を行わなかった箇所の安定性を精密写真測量技術を活用してモニタリングすることにより，これまで困難であった不連続性岩盤の管理を行おうとするものである。本研究においては，現場実験によって本研究の有用性を実証した。

## 6-2 不連続性岩盤工事における調査・設計・管理手法の提言

以下に、不連続面を扱う工事において、本研究から得られた成果を基に、調査・解析・管理手法の提案を行う。

### 6-2-1 階層構造（ループ）

不連続面と不連続性岩体を取り扱う本管理手法においては、研究の結果、図 6.2.1 に示すように、階層構造の考え方を提案する。

ループ①は、計画段階での資料収集や概査から構成される。

ループ②は、不連続面調査と解析・設計から構成される。

ループ③は、不連続面の不確定性などの要素に起因する危険を回避するための情報化施工手法から構成される。

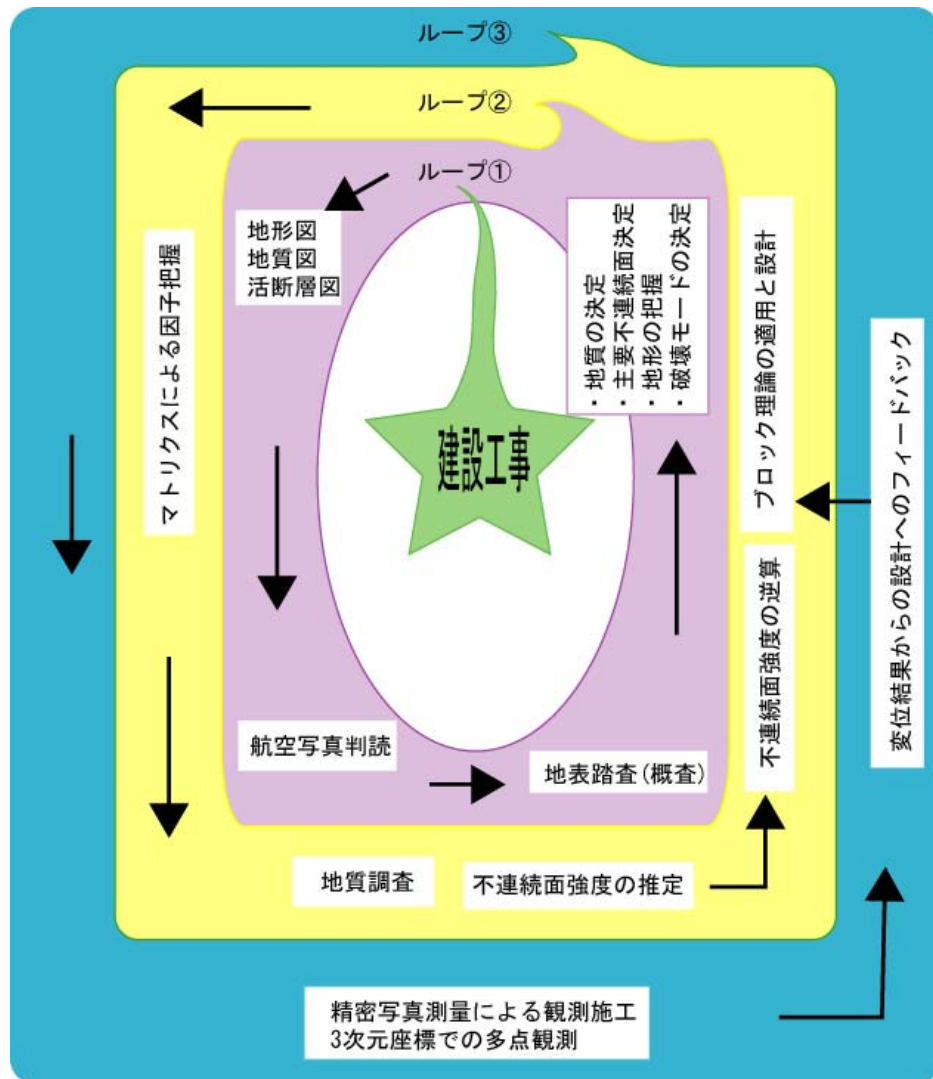


図 6.2.1 不連続性岩盤を取り扱う管理手法の階層概念

## 6-2-2 ループ①

この段階は計画段階である。

不連続面は、地質的な成因に大きく影響を受けるため、工事現場の地質を知ることが重要である。また、第2章において、図2.2.1に示したように不連続面の最も危険な種類である断層破碎帯もテクトニックな造構運動の結果として形成されているため、活断層の有無を確認することと、航空写真判読によるリニアメント抽出が、最初に取りかかる作業である。

また、不連続性岩盤の崩壊形態は、図6.2.2に示すように類型化されていることに加え、破壊モード毎に適用が特化された解析手法があるため、計画段階で該当工事での破壊モードを予測することが現実的である。

この判断のためには、現地における地表踏査が不可欠である。この段階では概査と呼ばれるもので、使用する地図は、1/2,500縮尺などの既存のものを用いることができる。

### (1)資料収集

地形図は、農林基本図（S=1/2,500）が利用できる。国土地理院発行の2万5千分の1地形図が利用できる。<http://www.gsi.go.jp/>もしくは、財団法人地図情報センター<http://wwwsoc.nii.ac.jp/icic/>から利用可能である。

地質図は、主として独立行政法人産業技術総合研究所地質調査総合センター発行<http://www.gsj.jp/Map/>の5万分の1地質図が利用できる。その他、地質資料を収集する。

活断層の分布を調べるために、「新編日本の活断層図」や阪神・淡路大震災調査報告書<sup>1)</sup>など広範囲の資料が入手可能である。

### (2)航空写真判読

財団法人地図情報センター<http://wwwsoc.nii.ac.jp/icic/>から入手可能である。最近の航空写真と第二次大戦後の米軍が撮影した日本全国の航空写真を比較することで、植生の変化や土地の開発状況から、リニアメントやすべりに関する比較情報を得ることができる。

### (3)地表踏査（概査）

地表踏査は、入手可能な範囲の地形図で実施するため、精度は良くなくてもかまわない。実施する期間も、数日以内の短期決戦型となるため、以下の項目において絞り込んだ地表踏査となる。

- ① 航空写真判読地形の確認。リニアメントの成因を断層なのか層理なのか判断する。崩壊地形、地すべり地形については、地形やすべり面などを確認する。
- ② 地質の確認。出版地質図に記載されている地質を確認する。地質調査総合センター発行の5万分の1地質図は、発行日に幅があるため、新しい地質概念に基づいて調整されていないものもある。この為、発行日が古いものについては他の情報からアップデートする必要がある。例えば第2章の図2.2.2に示したような、プレートの沈み込みによる地層の形成という概念に基づいていない地質図もあり、不連続面の特徴を考える際に、情報が不足することがあり得る。また、一般に建設工事は、たと

えダム工事であっても、5 万分の 1 の地図レベルにおいては、小さい地域にすぎないため、情報が限られる。現地での地質の確認が必要である。

- ③ 主要不連続面の確認。建設工事に大きな影響を及ぼしうる不連続面の種類、規模などを確認する。
- ④ 地形の把握。不連続面解析の際に、自由面としての地形情報は重要である。また、崩壊モードの決定にも必須である。
- ⑤ 岩盤の崩壊モードの決定。第 2 章図 6.2.2 を参考にして、地形と不連続面分布から、崩壊モードを決定する。

斜面の破壊モード  
とステレオ投影上  
の特徴(大円は斜  
面を表している)

円弧すべり

平面すべり

クサビすべり

トップリング

バックリング

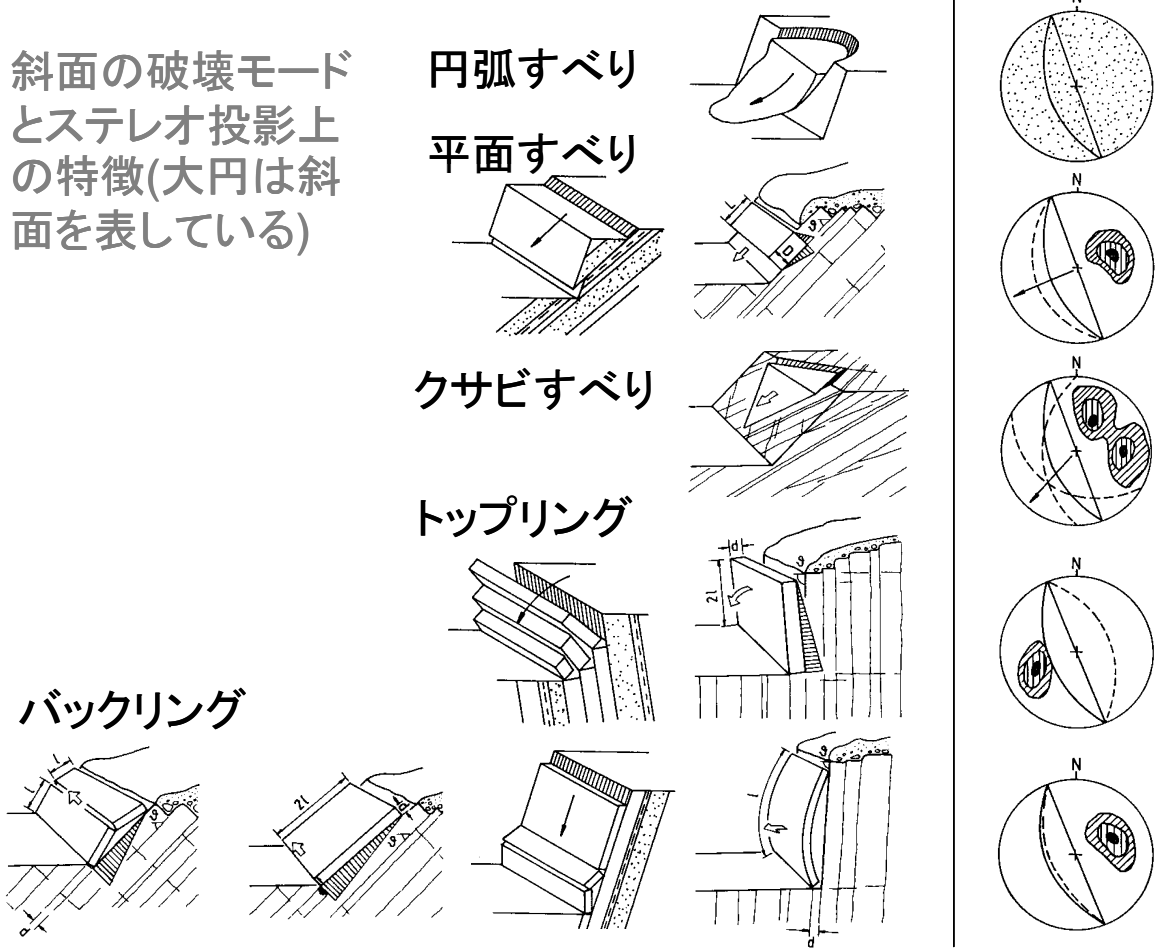


図 6.2.2 不連続性岩盤の破壊モード<sup>1)</sup>

(4)ループ①を終了するに当たり、決定事項は以下のように整理できる。

- ・地質の決定
- ・主要不連続面の決定
- ・地形の把握
- ・岩盤崩壊モードの決定

### 6-2-3 ループ②

ループ②は、地質調査とブロック理論に基づく対策工の設計段階として位置づけられる。ここでは、ループ①の段階で決定された崩壊形態を前提として、地質調査計画が立案される。

対象が不連続性岩盤であるため、地質調査によって取得すべき情報を注意深く選択する必要がある。まず、3次元が本質であるため、詳細な測量が必要である。次いで、不連続面の強度を決める必要があるため、岩石試験が必要である。

岩盤破壊モードに対応して、様々な解析手法の選択肢があり、図 6.2.2 のように分類することができる。本研究では、3次元の設計とモニタリングをテーマとしているため、図のブロック理論に基づく設計手法を提案している。

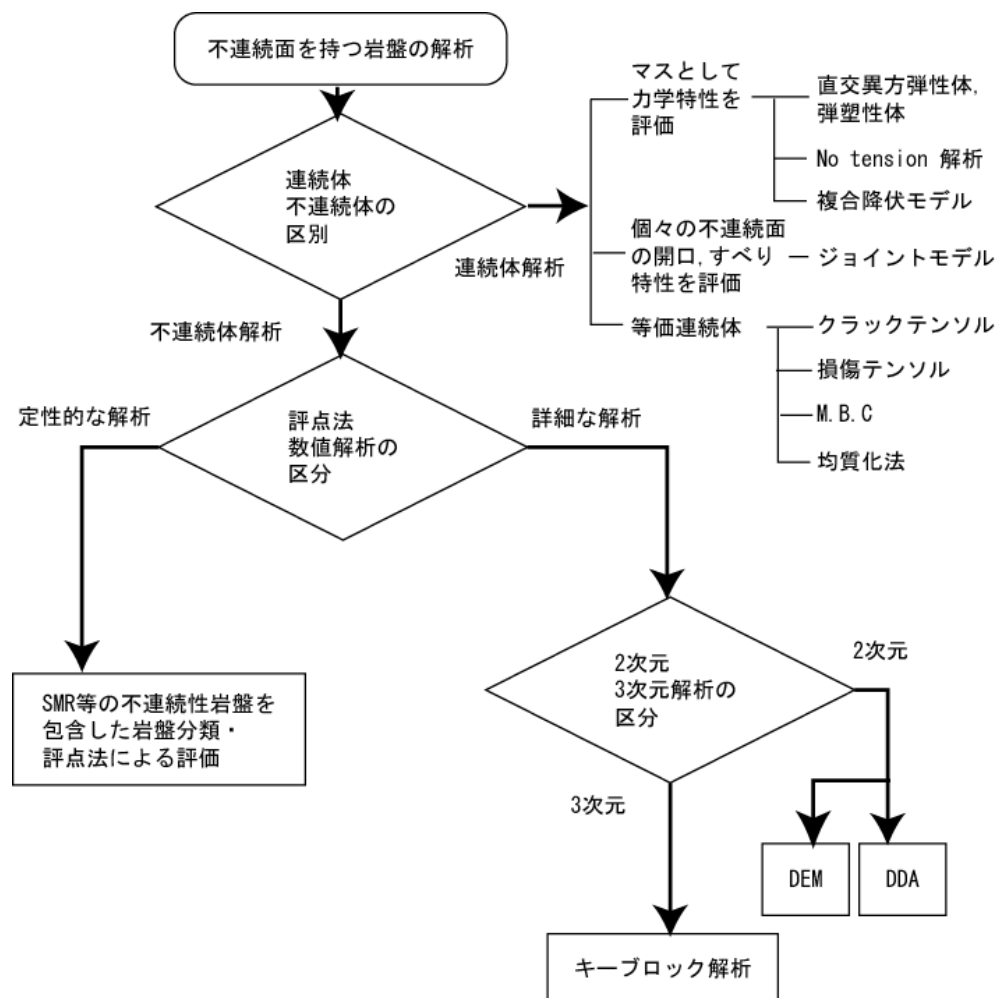


図 6.2.2 不連続性岩盤の評価と解析手法

(1)マトリクス法による地質調査パラメータの把握

建設工事と不連続性岩盤の相互関連を，表 6.2.1 に基づきチェックする．ここで必要なのは，第 2 章で述べたように，ループ①での調査結果を利用して，必要な追加パラメータをリストアップすることである．

(2)地質調査

測定の成果として地形図，正面図，横断図およびスライス図を得る．

測定成果を基礎資料として，詳細な地表踏査を実施する．

不連続面調査の項目は第 2 章の表 2.4.4 に既に示した．ここでは，基本セットとして表 6.2.2 に整理した．

表 6.2.2 不連続性岩盤の調査基本セット

調査項目	必要な理由	調査結果の利用
岩壁調査 (詳細地表地質踏査)	不連続面の位置・幾何情報の取得	岩盤解析モデルの決定論的不連続面の入力値 ラフネス(JRC)の取得
ボーリング調査	地中の不連続面一般情報の取得	岩盤解析モデルの決定論的不連続面の入力値
標準貫入試験	不連続面の強度情報	N 値より，挟在物の強度推定
ボアホールテレビ	地中の不連続面の位置・幾何情報の取得	岩盤解析モデルの決定論的不連続面の入力値
一軸圧縮試験	不連続面の強度情報	不連続面の基本摩擦角の値
チルト試験	不連続面の強度情報	不連続面の基本摩擦角の値

表 6.2.1 不連続面岩盤工学マトリクス

地質(岩種) 地質時代 隆起	堅岩の強さは 岩相毎に 異なる	プレート運動が 地盤を強めて 弱くする	塊状岩、交代岩、 火山岩、深成岩 各岩種毎でも、 岩相の 組合せが異なる	地質史は地盤と 不連続面を 作り出す	開口亀裂を 開けやすい 地質がある	地質により 安定な勾配が 異なる	地質により 保ちうる斜面の 大きさが 規制される	岩相毎に 保ちうる斜面の 大きさが 異なる	石灰岩の分布域で は、空洞がでやす く、斜面安定に 影響する	大きなニアント 分布は地盤の可能 性を考慮に入れる	地質により 発達する植生が 異なる	異なる地質には 異なる対策工が 必要である	地質により 傾斜性が 異なる	頂に、隠れた 大きなべり面が できている可能性 がある 新燃火山岩類 深成岩が危険
	堅岩の強さ	堅岩の試験から 亀裂係数等で 岩体の強さを 推定する必要が ある		弱い地層ほど 不連続面を多数 発生している	弱い岩ほど 不連続面の強度も 低い	斜面の方向と 岩質の異方性を 検討する必要がある	強い岩石は 高い斜面を 作れる	弱い岩層は 洗ひ流される	強い岩石は りずみを多く 蓄える	弱い岩層ほど 植生が繁茂する	強い岩石は 自立する	強い岩石は 発達を必要とする	強い岩石は 発達を必要とする	強い岩ほど、高く 急な斜面を形成 しているため、 潜在的に危険
非常に数少ない 岩石には土質工学 様の岩盤には 岩盤工学を適用 すべし	初期の岩体の質が 悪ければより 劣化は進みやすい	岩体としての 強さと特性		もともと強い岩石 は、不連続面を 普通含まないことが 多い	強い岩石の層理間 断層は、せん断 割れ目と引張り 割れ目を発達 させる	垂直の節理に対 してトッピングの 検討が必要である	強い岩石は 高い斜面を 作れる	節理の連続性は 流速と流向を 決定する		強い岩層は 大規模な 支持を必要とする	断りやすい岩石は 機械施工または 水ジェットで掘削 できる			
	岩相毎に分けて 検討する必要がある	岩相の組合せ		岩相の境界が 不連続面となる	岩相の傾きが 不連続面の 強さになる	岩相の境界の 方向・傾斜が 斜面に影響する	弱い岩が薄いほど 高い斜面ができる	岩相毎に 地下水が あると考える 必要がある	活断層はより弱い 部分を通過する かもしれない	岩相が変化すれば 植生も変化する	岩相毎に 対策工が異なる	岩相毎に 掘削工法が 異なる	岩相の境界部で 崩壊する	
	風化したひびい 割れ目は低い 品質の岩石になる	異方性が 生じることを 考慮に入れる		不連続面の配列	ラフネスは摩擦角 に影響を及ぼす	不連続面の方向は 斜面の方向設計に 影響する	危険な節理の セットの増加は 斜面の安全な 高さを低くする	不連続面の数が 増えれば透水性 は増加する	同じところでより 地震を起こしやすい する	不連続面の数と 節理の方向は 支保に影響する	不連続面の配列は 最適な掘進方向に 影響する	流れ壁も危険 受け壁でも トッピングで危険 な連続面の存在 だけで危険と判断		
	強い節理ですべて と、近くの岩石を 脆弱化させる	岩盤全体の变形 特性は不連続面の 性質に依存 している		強度の弱い節理は 他に不連続面を 作り出さない	不連続面の強さ と特性	摩擦角が小さいと 斜面の安定勾配も 小さくなる	節理が小さいと 斜面の安定高さも 低くなる	広い開口亀裂は 水流を増加させる		断層粘土が存在 した場合は、 ロックボルトでは 不十分である	不連続性が明確に 強いと掘削しやすい	断層粘土の 分布が定められた 場合は非常に 危険である		
弱線に起因する 崩壊はおおきな 地盤に及ぶ	傾斜が急に なればなるほど 変形の割増が 増える	節理の方向は 岩体の移動や 変形に影響を 与える		斜面の方向は ブロック崩壊や 新しい亀裂を 生じる原因になる	決まった方向性は 地下水の過剰の 流れを生じさせ 節理の特性を 変化させる	斜面の方向・傾斜	斜面の勾配が 急になると 安定勾配が 低くなる	斜面の方向は 斜面の表面と 地下水に影響を 与える	傾斜が急な部分 には植生は 生えにくい	不連続面に対して 適度に配置された 斜面は支保と メンテナンスが 最小で済む	流れ壁側の掘削は 危険 受け壁側の掘削は より安全	もし流れ壁の 急峻であれば もったもった危険である		
	高い斜面は急峻に 割れ目を生じさせ ることにより応力を 解放する	高い斜面は 岩盤を大きく露出 させるので 急峻化する 可能性がある		急峻は急峻に 割れ目を 生じさせる	大きな斜面は 応力を軽減させ たがって 節理は開く	斜面が高くなると 勾配を緩くする 必要がある	斜面の規模	斜面が大きければ 大きいほど 地下水面の位置の 影響は大きくなる	排水が必要	活断層の所には 作れない	高木が生えにくい	高い斜面は 岩石対策が 必要である	大規模な斜面は 利用しにくい 掘削工法	高さ15m以上の 斜面は危険がある
断層の存在を 推定できる	微小規模の風化は 地下水による ことが多い	風化は地下水に 起因する		地下水が岩体を 風化させ 岩相の分化を 促進する	節理の性質が 変わるのは 地下水による	後背からの地下水 の流れは、斜面の 方向を決める	節理間・地下水が 増加すると 斜面の安定高さは 減少する	水文状況 地下水	地下水の連続は 水のある節理に 根を打ち込む ことである	活断層を 動き見させる?	湧水があると 植生を生じる	水はロックボルトや アンカー・ボルト にしやすい	高い水圧がある 場合は水抜き ボーリングが 必要である	常時湧水と 降雨時湧水は 岩盤崩壊にとって 危険である
弱い地層は 降雨で浸食される		弱い層を洗い流し、 開口させる 全体を風化させる		降雨が風化を 促進し、土砂・軟弱 ・硬岩の組合せを つくる	弱い層を洗い流し、 開口させる 全体を風化させる		豪雨が海食崖を 作る	豪雨と長期の 降雨は、引張亀裂 内部の水圧を 増加させる	気候 降雨 降雪 海水準変動	降雨が崩壊の 前兆の小崩壊を 起こす	気候により 植生が異なる	豪雨・豪雪地帯 では、湧水と 対策工が必要		豪雨・豪雪地帯で 掘削工法が 多い事例がある
活断層が動く ことにより、地質が 変化を受ける	活断層部は 緩やかで弱い	活断層が岩体を 不均質にすること で、全体を弱くする		活断層の境に おきく岩相が 変化しうる	活断層の方向が 不連続面の配列を 決定する	活断層は 不連続面をより 弱くする	地震で急な斜面は 壊れやすい	地震で、大きい 斜面が壊れれば 被害が大きい	地震が起きると 水位が変化する	地震の危険性 活断層の分布 崩壊前兆現象	活断層沿いは 高木が少ない	地震対策を 考慮すれば コストが上がる		活断層沿いの 斜面は危険である
	強い岩石に 植生はつかない	岩相で生える 植生が異なる		植生の速い 岩相がわかること がある	不連続面に沿って 植生が生える	不連続面に沿って 植生が生える	斜面をやや 急勾配に設定 可能である	植生が表面を 覆っていると 降雨を地下に 浸透しにくい	植生	植生	排水効果 排水効果 を期待できる		植生のつかない 急斜面を対象 とする 不連続面の植生に 注意する	
	吹付けコンクリート は風化から 岩盤の表面を 保護する	ロックボルトは 垂直応力を増加 させ、岩質を 強化する		良い施工方法は 地質自体の 全体的安定性を 増す	ロックボルトが 施工された斜面は 不連続面の移動を 防ぐ	グラウトは節理の せん断強度を 増加させる	広く対策する事は 斜面の方向性に 依存する	対策により 斜面を急勾配に できる	地表面排水の 斜面は水が亀裂や 節理に侵入する のを減少させる	対策は 地震に強くなる	良い対策工は 植生を生やし 高い	対策工 メンテナンス	既にすべっている 斜面には 特別な対策工が 必要である	対策工が施工 されている斜面は より安全である 節理間が充填 されている斜面は より安全である
	斜面崩壊は 岩盤の強さを 維持させる	掘削方法の速いほど 地質に及ぼす 影響も違うもの となる		掘削方法は地質 に及ぼす 影響も違うもの となる	掘削の仕方により 掘削や亀裂を ゆるめたりする ことになる	生じてしまった すべりは、作ろう としている斜面に 制限を与えてしま うことになる	下手な採取は 斜面の安定に 影響を与える	工事で間隙水圧は 変化する	掘削方法の速いほど 地質に及ぼす 影響も違うもの となる	植生が少なく 環境破壊となる	大きな発破ほど ダメージが大きい	掘削工法	フレスコ法は 掘削以外で作られた 一面は、斜面が 崩壊している 可能性がある	
崩壊により 危険な 地盤に 陥る可能性も ある	除根され 亀裂に 露出している 地盤に 影響を 与える			除根されて 不連続面の 特性が変化し、 弱くなる	一般に傾斜は 緩くなり安定となる	一般に傾斜は 緩くなり安定となる	新たな地下水の 突出部が表面に 現れる	植生は失われる	緊急な掘削工と 断面観察が 必要となる	緊急な掘削工と 断面観察が 必要となる	緊急な掘削工と 断面観察が 必要となる	緊急な掘削工と 断面観察が 必要となる	緊急な掘削工と 断面観察が 必要となる	緊急な掘削工と 断面観察が 必要となる



### (3) キーブロック解析と対策工の設計

ブロック解析により、図 6.2.3 に示す順序でキーブロックと判定された場合は、極限平衡解析により、安定性の検討を実施する。すべり面の摩擦力を考慮した釣り合い方程式をたてて、安全率を考察する。この場合、不連続面の強度が必要となり、対策工の導入における不足力の算出にも深く関わるため、強度の決定は重要な項目となる。

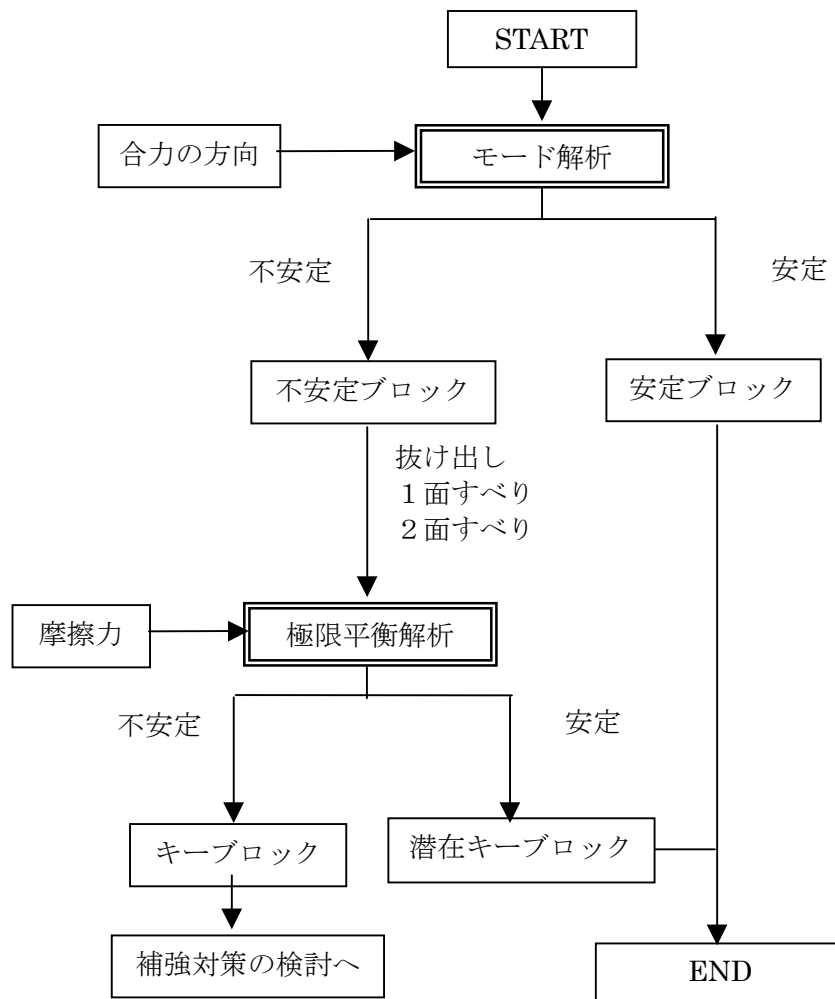


図 6.2.3 キーブロックの安定検討フロー

解析フローでは、1面すべり、2面すべりに分類する。極限平衡解析では、すべりのモードにしたがって、すべり面の摩擦力を考慮した釣り合い方程式をたてて、すべり出すか否かを判定する。その結果、すべり出すブロックがキーブロックとなり、対策を必要とするブロックである。対策工による必要導入力は、仮定の導入力の項をつり合い方程式の中に追加して、これを導入力について解くことにより求められる。

補強工設計における安定計算では、ブロックに作用する外力を仮定する必要がある。ここでは、以下に示すブロック自重、不連続面のせん断抵抗、ロックボルトやアンカーによ

る導入力、吹付面のせん断抵抗を考慮して、つり合い方程式立てる。

主な導入力について、以下にまとめた。

①ブロックの慣性力

ブロックの自重のみを考慮する場合は、ブロックの体積に調査より求めた岩盤の単位体積重量をかけたものが慣性力の大きさである。

②不連続面のせん断抵抗

不連続面に対しては調査より求めた粘着力  $c$  と内部摩擦角  $\phi$  によるせん断抵抗を考慮する。

③吹付コンクリートのせん断抵抗

吹付けコンクリートに対しては、掘削面におけるキーブロックの境界線に沿ったせん断抵抗を考慮した。したがって、吹付コンクリートの弱材齢時のせん断強度を  $\tau_R$ 、キーブロックの掘削面での周長を  $l$ 、吹付厚さを  $t$  とすると、吹付抵抗は  $\tau_R l t$  となる。

④ロックボルト、ロックアンカーによる導入力

ロックボルトあるいは PS アンカーに対しては、その打設方向に導入力が外力としてブロックに作用するものと考えて設計する。

上記の作業は、キーブロック解析プログラムで実行される。

入力のコピュータ画面と対策工の出力画面を図 6.2.4 と図 6.2.5 に示す。

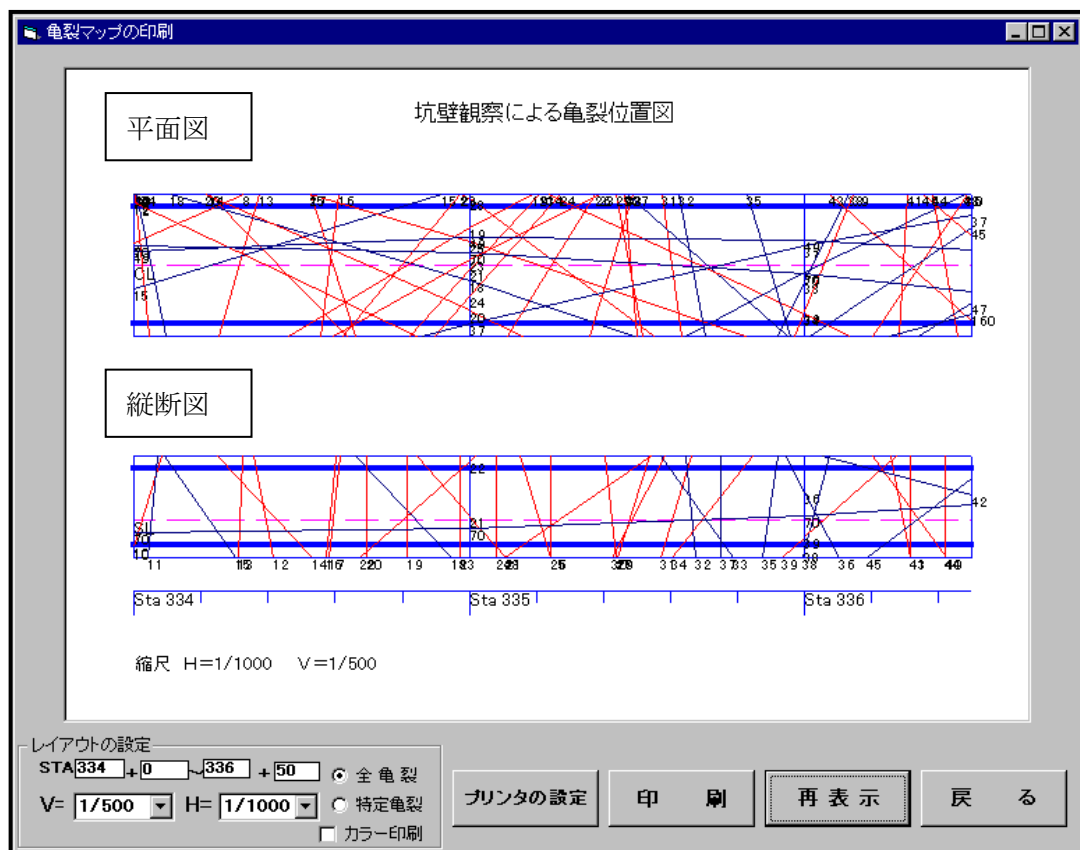


図 6.2.4 不連続面情報の入力画面

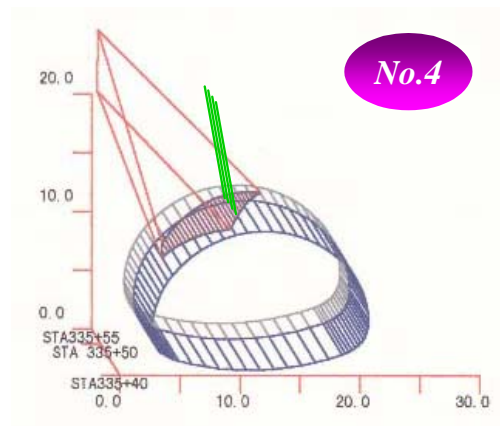
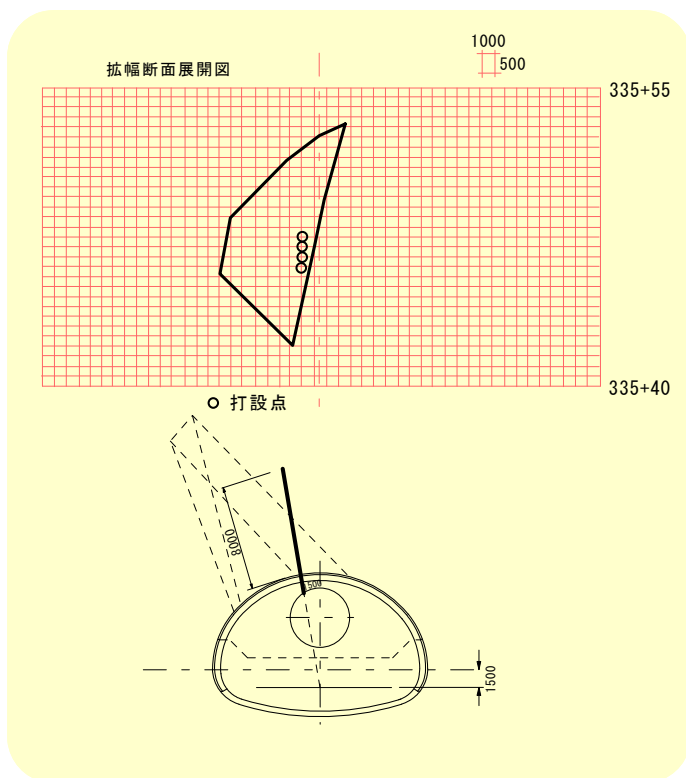


図 6.2.5 対策工の出力

#### 6-2-4 ループ③

この段階は、モニタリングの段階で、観測結果をループ②の設計へフィードバックすることが考慮されている。

本研究では、現場にて操作性がよく、多点で、不連続面に起因するブロック体の崩壊や変位を追跡できる精密写真測量手法の導入を提案した。

中央構造線などの脆弱な断層部や低土被り部などにおいて、不連続性岩盤が建設工事対象である場合には、対象区間に反射ターゲットを 300 枚程度設置することで、精密な管理を行うことができることを本研究結果として既に示した。

## 6-2-5 まとめ

前述した不連続性岩盤の管理技術のまとめを表 6.2.3(a)～(c)に示した。

表 6.2.3 不連続性岩盤の管理技術のまとめ(a)

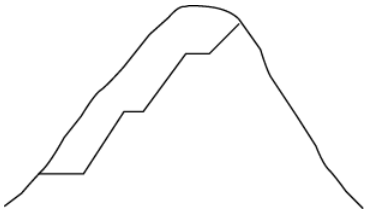
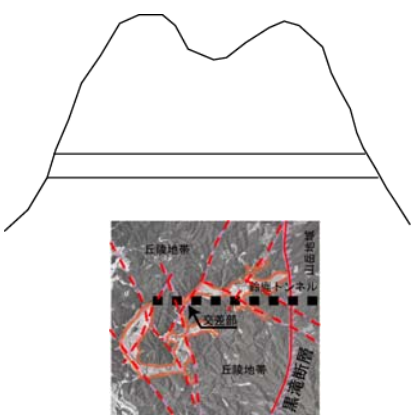
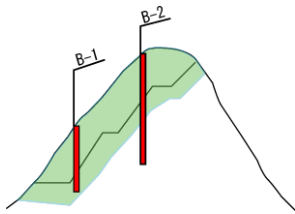
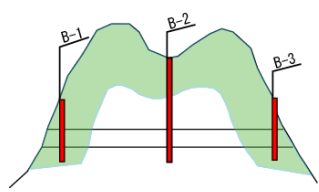
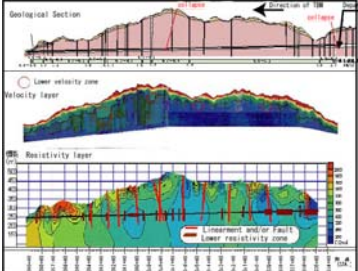
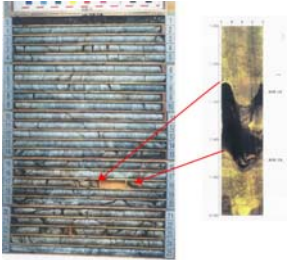
階層	斜面	トンネル
ループ①	 <p>資料収集 地形と地質の把握 航空写真判読 地表踏査（概査） 岩盤破壊モードの決定</p>	
ループ②	 <p>地表踏査（精査）による 不連続面幾何情報の取得</p> <p>物理探査（弾性波探査・高密度電気探査）による低速度帯・低比抵抗帯抽出</p> <p>ボーリング調査とコア観察・ボアホールカメラ観察</p>	 <p>黒滝断層 断層粘土と断層角礫の土砂状含水多くしみ出す。白灰色で、スレーキングで緩みが進行する。</p>  

表 6.2.3 不連続性岩盤の管理技術のまとめ(b)

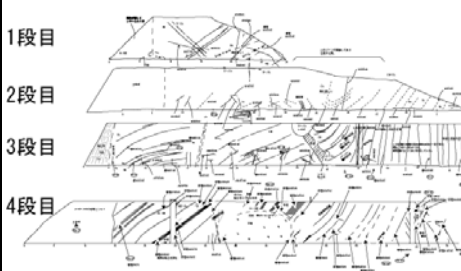
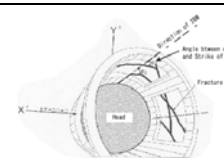
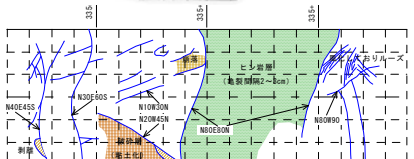
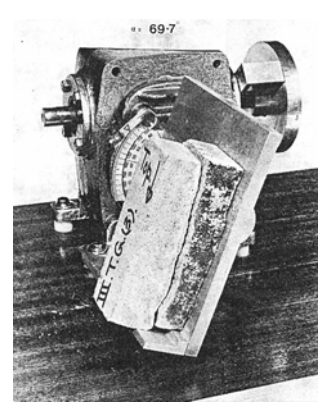
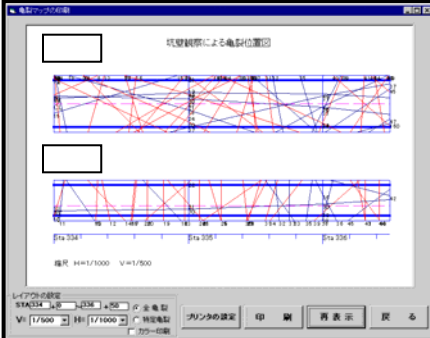
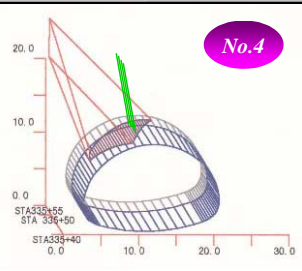

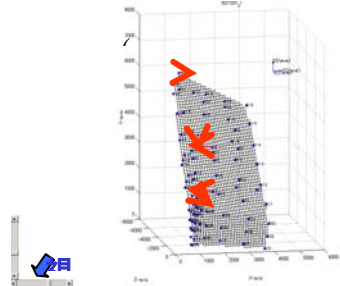
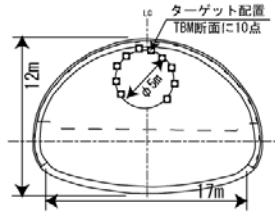

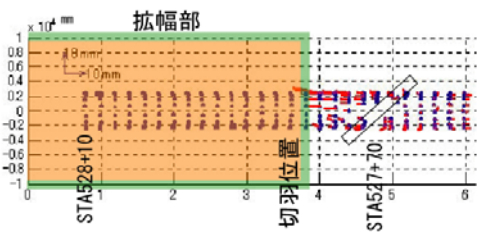
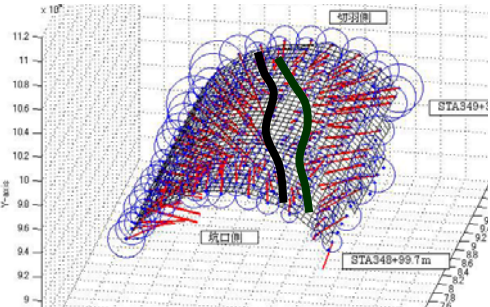
階層	斜面	トンネル
<p>ループ② 続き</p>	<p>1段目</p>  <p>2段目</p> <p>3段目</p> <p>4段目</p> <p>不連続面情報の取得</p> <p>不連続面の強度の推定</p>	  
<p>ループ② キープロッ ク解析と対 策工の設計</p>	<p>キープロック解析プログラムへの 入力</p> <p>不連続面の強度の推定 逆算法による <math>c</math>, <math>\phi</math> の推定</p> <p>安定解析と補強工の設計</p>	  <p>No.4</p>

表 6.2.3 不連続性岩盤の管理技術のまとめ(c)

階層	斜面	トンネル
<p>ループ③</p> <p>精密写真測量によるモニタリング</p>	  <p>撮影機材の選定 撮影枚数、ターゲットの枚数決定</p> <p>モニタリング 岩盤のブロック化監視 変位モード監視</p> <p>フィードバック</p>	   

## 参考文献

1)Genske, Dieter : Engineering Geology as Transdisciplinary Endeavour:Three Examples München 05/2003 <http://www.egs-net.ch/mysite/htmls/misc.html>

## 第7章 課題と今後の展望

本論文では、不連続性岩盤を調査・設計・施工の各段階で、合理的に安全に管理する手法を提案し、実用化できることを証明した。しかしながら、本手法においても岩盤の不連続面の不確実性などさらに複雑で危険な問題が残されている。論文の最後に残された課題と今後の展望についてまとめた。

本研究で用いた手法の制約項目を挙げ、それについて検討するという形でまとめ、今後の展望に結びつける。

### 7-1 不連続性岩盤の調査技術について

#### (1)課題

本研究では、不連続面の情報取得についての研究を進めたが、幾何情報の取得については、岩壁踏査等に多くを依存しているため、手間とコストに対する影響が大きい。実際に岩壁を見る詳細な調査は必要であり、なくなることはないが、写真測量を使用して簡便に崖などの自由面の幾何と、同時に崖に現れている節理面などから不連続面情報を得ることで初期の岩盤モードに対する考察に利することがあると考える。また、ループ①における情報岩盤の破壊モードの決定において、ループ②の設計で使用する解析ツールを使ってシミュレーションしてみることが、不連続性岩盤を取り扱うには便利であることが、研究の過程で認識された。

調査技術での課題は次のとおりである。

- ① 対象現場の自由面と不連続面幾何情報の簡便な取得
- ② ループ①の計画レベルでの、解析ツールの使用、シミュレーションとして使用するために、3次元ビジュアル化されたものが必要と考える。

#### (2)今後の展望

上記の課題については、今後次のような方針で研究を続ける予定である。

自由面と不連続面幾何情報は、第4章で導入した精密写真測量を応用することで解決可能であると考え。本研究で論じた精密写真測量は、岩盤挙動を2～5mmの精度で600点を追跡するものであったが、急崖などの対象の自由面などは、詳細に測量したとしてもモデル作成時にある程度単純化されるため、精度はそれほど必要でない。

デジタル写真測量は、図7.1.1に示すように航空機等から写真撮影した画像を使って、地形データを読みとる技術として出発し、現在では右図のようにデジタル写真の画像を解析して物体の形状を決定する方法として知られている。



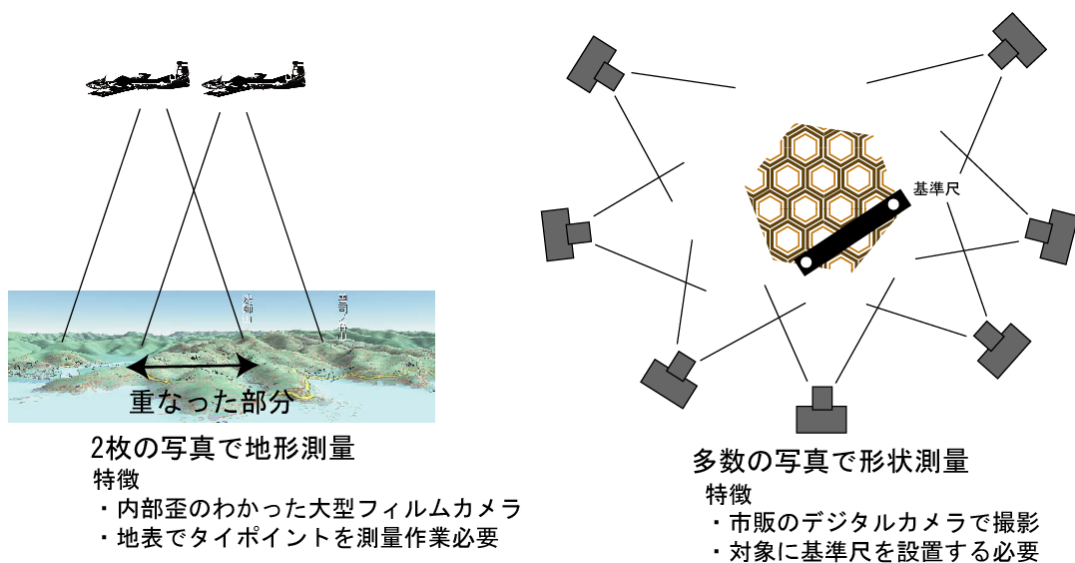


図 7.1.1 写真測量の原理

本研究では、精密写真測量技術を、不連続性岩盤の挙動を 3 次元的に視覚化するツールとして適用し、実証実験を行い、その効果的な適用範囲、効果的な適用方法を開発した。

デジタル精密写真測量は、被写体に貼付された複数枚の反射ターゲットを市販のデジタルカメラで任意の位置から複数枚撮影し、コンピュータで画像処理などの解析を行うことによって、ターゲットの三次元座標を求める技術であったが、数 mm の精度が必要ない場合は、航空写真測量と同様に 2 枚のデジタルイメージから 3 次元情報を得ることができる。精度は、ターゲットを使用する場合に比べて劣るものの、その客観性・蓄積性・即時性・表現性・簡易性は依然高い。

この手法はパターンマッチングと呼ばれていて、開発は進められており、岩盤対象ではないものの市販のプログラムも存在する。

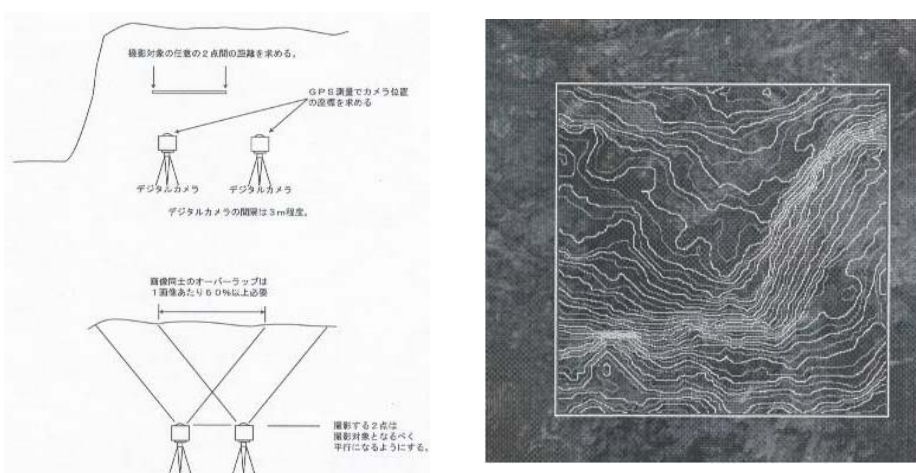


図 7.1.2 ステレオマッチングによる不連続面情報取得の概念と解析結果

このように簡便に入手した不連続面幾何情報によって、計画段階つまりループ①の段階で、解析プログラムを走らせることができ、岩盤破壊モードの決定に役に立つものと考えている。

このような課題が解決された場合には階層型の調査・解析・管理手法は図 7.1.3 のように改良されることが考えられる。

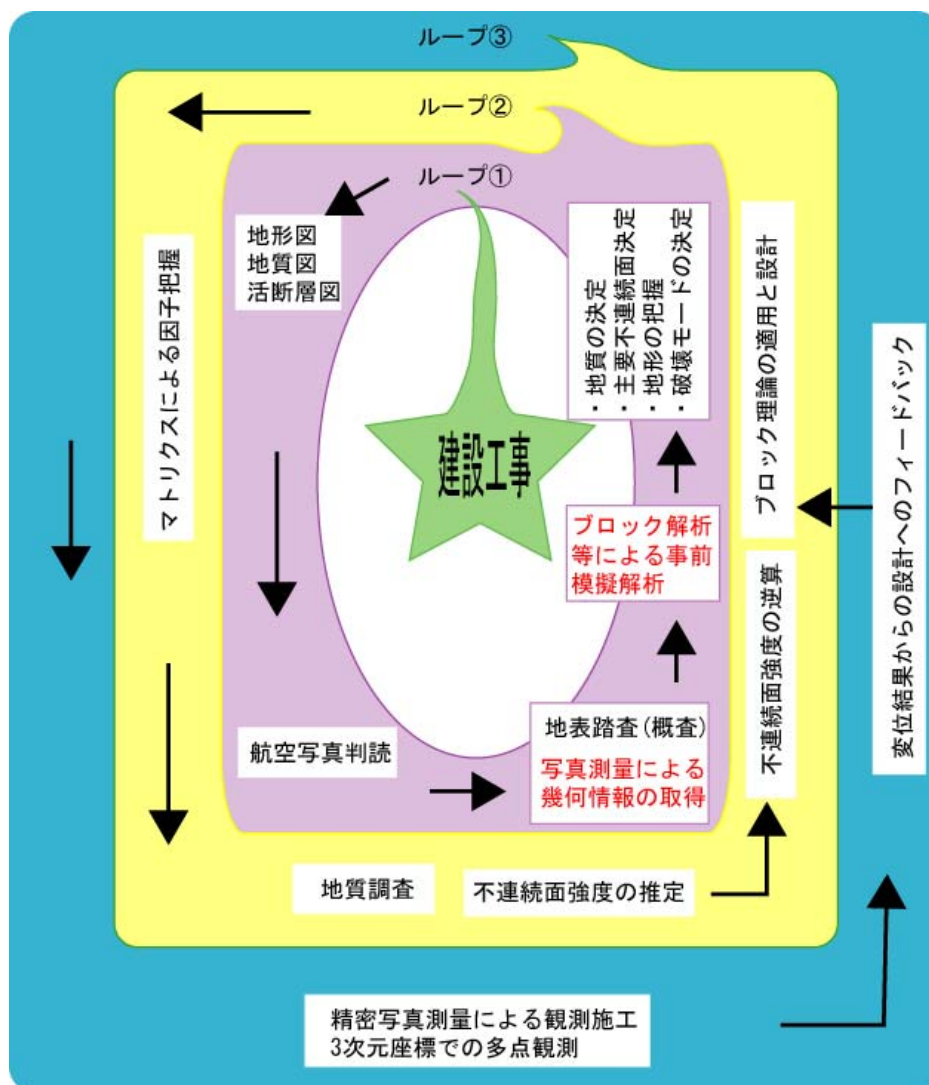


図 7.1.3 改良された階層型不連続性岩盤管理手法

## 7-2 不連続性岩盤の設計手法について

### (1)課題

本研究では、ブロック理論を解析手法に用いた。ブロック理論は対象を 3 次元で取り扱うため、不連続性岩盤を取り扱うには最適のものである。地すべりのような形状が対称形のものは、2 次元解析で十分と考えられているが、不連続面より岩体が不規則に区分されている不連続性岩体において 3 次元解析は本質である。

しかしながら、現在使用しているプログラムは、当初の設計思想に由来して、主としてステレオ解析の表示に重きを置いている。前述のように、岩盤崩壊モードなどを決定する援助ツールとして期待することがあり、表現を 3 次元の視覚化に移行していくことが望まれる。

### (2)今後の展望

よく例えに出される医学・医療の世界では、土木の世界に先駆けた診療ツール（物理探査の道具）が開発にしのぎを削っているが、患者に最初に接する問診の重要性も再認識されている。特に初診の場合には、経験の少ない医師がまず問診し、続いて経験豊かな教授・助教授が問診をしている。医療のツールを使わなくても患者の病気モデルを経験から決定している訳である。そのモデルを検証するために、より詳細な検査が続いて実施される訳であるが、この問診の段階こそ、階層的管理手法のループ①に相当するものと考えている。

ループ①の段階で、判断に使える道具は、現在の所限られたものである。ハンマーとクリノメーターがその代表である。医療の世界では、問診の際に経験の浅い医師でももう少しましな道具を持っている。ハンマーは、聴診器にあたるとすれば、医師はこの段階で、血液検査結果、尿検査結果を使用できるかもしれない。うまく行けば、エコーが使用できる可能性もある。

ループ①にもう少し、ましな道具が揃えば、不連続性岩盤の診療管理に都合がいいことがたくさんある。

本研究を通じて、以下に示す技術が安く提供されれば、土木のコスト削減にも寄与すると考える。

- ①デジタルカメラ（300 万～600 万画素の中級カメラ）による 5～6 枚の収束撮影
- ②半自動解析により、地形を 3 次元表示
- ③技術者の判断で、節理面や断層面などを指定
- ④自由面と不連続面を決定してモデル化（ポリゴンタイプの形状モデルを決定）
- ⑤データをブロック解析プログラムに引き渡し
- ⑥3 次元視覚化した画面でブロック解析キープブロックの可能性を検討
- ⑦解析結果を基に、計画立案、施主に対するプレゼンテーション
- ⑧ループ②に移行する

### 7-3 精密写真測量による岩盤挙動の観測について

#### (1)課題

精密写真測量は、理論そのものは1904年に確立されて、年月が経っているが、土木技術に適用されて間もない新しい技術である。この為、以下に示したような多くの課題が存在するが、これらは解決されつつある問題である。

#### ①ターゲットと基準スケールの設置

急崖やトンネル切羽などに、反射ターゲットを設置する初期コストが、撮影の簡便さに比較すると相対的に高い。

#### ②ターゲットと基準スケールの老朽化

反射ターゲットを利用していることと、画像上でコントラストの大きさを利用してターゲット認識を行うために、ターゲットの汚れや長期間設置したままでの劣化の可能性がある。トンネルでは煤煙により、1年間で輝度が50%程度まで低下した実験結果が報告されている。

#### ③解析の高速化

本研究において、第5章で述べたトンネル工事での解析サイクルは、切羽進行3mピッチであった。これは、時間にすると24時間弱となり、対策などへのフィードバックを考慮すると、さらに解析速度を速める必要がある。本論文においても、第4章でリアルタイム計測に対するアルゴリズムの強化は述べたが、画像処理等の手法（ハードウェアも含めて）を取り入れて、リアルタイム解析を目指す必要がある。

ただ、取得イメージの容量が、カメラの高性能化に伴って1MB～8MBになった。この画像が100枚あると、1回の観測データが1枚の600～700MB要領のCDに収容できない情勢である。さらに、論文執筆中にも1000万画素を越えるデジタルカメラが発表されていることから、このような画像を使用する場合の処理速度の低下にも留意しなくてはならなくなっている。

#### ④相似変換の標準仕様作成

600点に及ぶ3次元座標を、撮影回毎に比較するためには、各解析結果の座標を一致させる必要がある。この操作を相似変換と呼ぶが、操作をする際の基準点の採用に、最適な適用法則は現在のところ開発されていない。このため、各回の解析結果は、非常に精密でも、3次元視覚化した場合の、座標の値の取り扱いについては、注意が必要である。

精密写真測量を土木計測に応用し、3次元視覚化を進めるには、相似変換の定義その他について、十分な検討が必要である。

#### ⑤トンネル切羽での使用

本研究の多くは、第二名神高速道路という大規模な工事の中で実施された。このため、環境は比較的良好で、TBM 導坑などが存在し、先見情報を取得しやすい現場であった。

国道や県道の 2 車線トンネルにおいては、導坑の掘削などはないため、前方予測技術として精密写真測量を適用していくためには、切羽へのターゲット設置作業を不要にする、粉塵などが舞っている状況での撮影に対処する方法等の克服が課題となる。

#### (2)今後の展望

精密写真測量は、交通規制を必要としない簡便な計測、600 点に及ぶ多点で面的変化を記録できる特徴など、多くの利点が存在するため展望は多岐にわたる。ここでは、2 つに絞って述べる。

##### ① トンネル切羽での情報取得の必要性

トンネル切羽における変位計測は、掘削完了後に支保を確保してから計測を始めるために、初期の変位は収束しつつある時点を初期値とならざるを得ないために、トンネル工学上の応力の再配置、アーチの形成などの議論と計測値が一致しないことがある。精密写真測量を切羽に適用することにより、切羽掘削直後から観測を開始できる可能性がある。このことにより、より合理的な支保設計に貢献できる。

トンネル切羽へのターゲットの配置は、図 7.3.1 に示すように、9mmBB 弾反射ターゲットを、圧縮空気で発破直後、もしくはコソク作業直後に切羽に打ち込むことで可能となる。

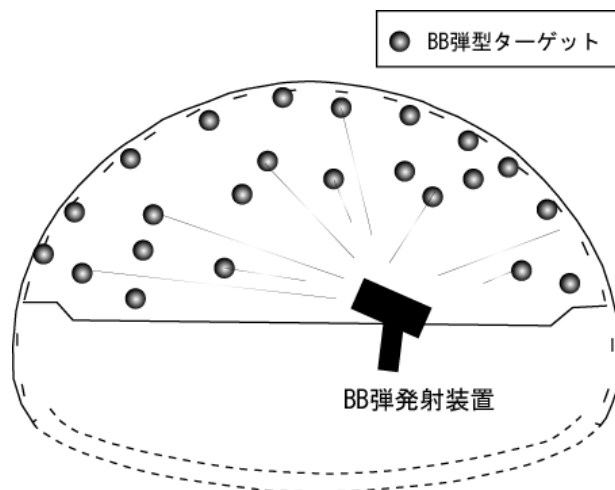


図 7.3.1 切羽への BB 弾型反射ターゲットの配置方法

## ② 構造物の劣化など、時間軸を導入した考え方について

本論文に関することとしては、時間軸の導入が最も求められている。不連続性岩盤に建設された構造物には、様々なものがある。

- 1) 原子力発電所
- 2) 高レベル放射性廃棄物処分場
- 3) ダム
- 4) トンネル
- 5) 石油備蓄基地やスーパーカミオカンデなどの地下大空洞
- 6) 道路の斜面

上記のような構造物は、第 2 章で論じたように、不連続面の影響を避けることができない。不連続面は、均質な岩体より、風化の影響を受けやすい。その原因は第 2 章で透水性について述べたように、地下水の影響を受けやすいことも挙げられる。

重大な施設については、長期間に渡る施設の機能レベル水準の変化傾向をモニタリングする必要がある。

精密写真測量によって計測できる物理量は、変位であり、地中の物性値の変化状況を直接計測するわけではない。ただ、地中を計測する場合は点の観測になりがちであり、全体を計測することができない。精密写真測量は、現時点においても 600 点に及ぶ同時計測が実現されているため、長期観測に関してこれまでと質的に全く異なるデータを取得できることを認識すべきである。

例えば、名神高速道路は築後既に 40 年が経過しており、老朽化した構造物の監視が急務になっている<sup>1)</sup>。

交通規制をしなくても計測できる本手法を、図 7.3.2 の様に用いることで、危機管理が可能になる。



図 7.3.2 老朽化しつつある斜面の監視



また、現在道路管理に用いられている図 7.3.3 に示す防災点検(防災カルテ)システム<sup>2)</sup>において、要対策と位置づけられる斜面の中には、急崖を形成した不連続性岩盤であることあり、対策が実施されるまでは入念な観察の必要がある。図 7.3.4 には、監視したい斜面にたいして、本研究において精密写真測量を適用した手法の概念を示した。本手法により、斜面全体の監視に限らず、図の(b)に示すように、局所的なクラックの定量的な変形監視も可能になる。

このように精密写真測量を導入することで、近い将来に、図 7.3.5 に示したような安全パトロールカーからの撮影によって、道路斜面の動きや、危険な変形そのものを記録することで、効率的で安全な岩盤の管理が可能になるものと考えられる。

### デジタル精密写真測量の斜面監視技術としての適用範囲

既にデジタルカメラの運用(赤囲い)が盛り込まれているため、整合性は高い。

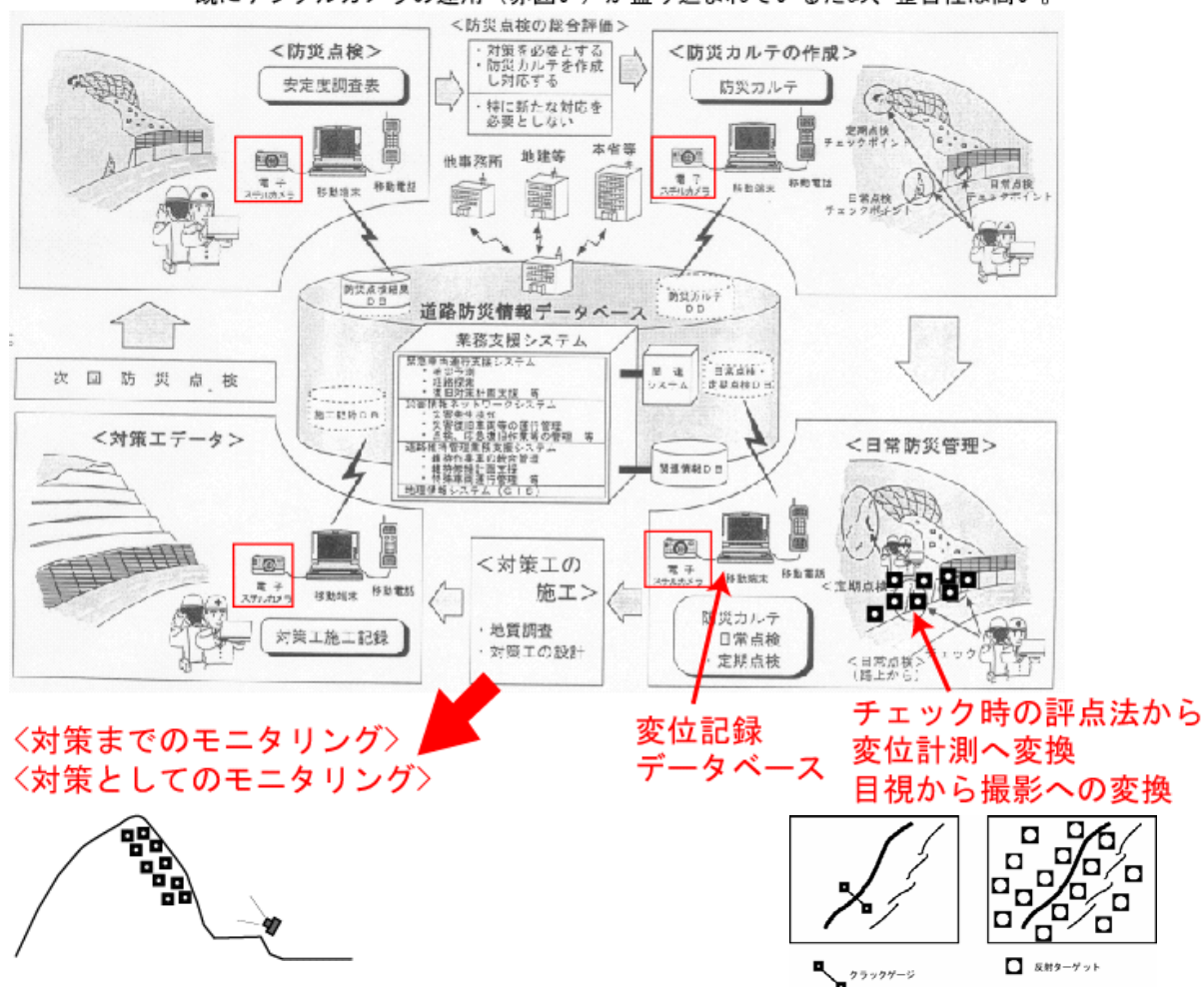
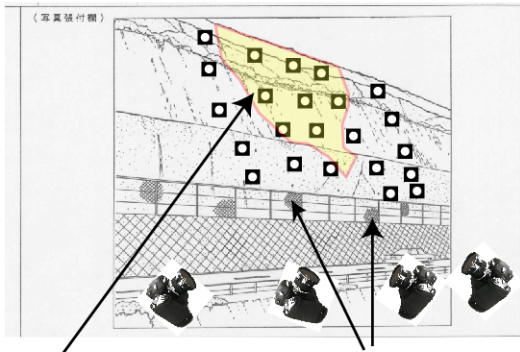


図 7.3.3 防災点検システムと統合した精密写真測量



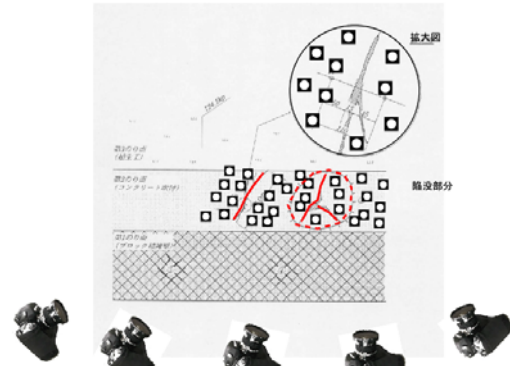
(a)  
斜面全体の変形観測・監視



ひび割れの進行などを客観的な変位データを記録できる

デジタル写真の記録保持性も有利。湧水状況なども同時に記録できる。

(b) 構造物の亀裂の伸展を測定する。  
陥没の状況を記録して、変位も計測する。



20枚程度の写真撮影

図 7.3.4 道路斜面の管理

ターゲット群

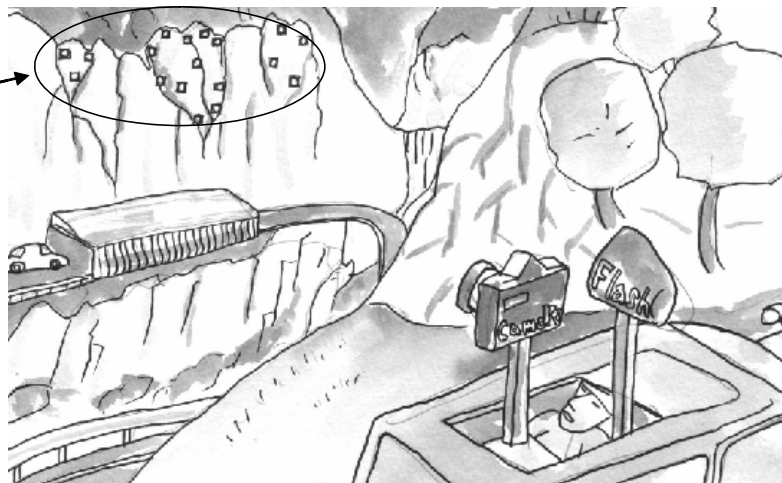


図 7.3.5 パトロールカーからの精密写真測量による点検概要

## 参考文献

- 1) 中井卓巳, 龍明治, 大西有三, 大津宏康, 西山哲, 東川直正, 石田秀成, 廣田光秀, 宮本毅:アセットマネジメントのための構造物性能モニタリングシステムの研究, 土木学会建設マネジメント研究論文集, 2003 (出版予定)
- 2)道路保全技術センター:防災カルテ作成・運用要領, 1996

## 著者論文/発表リスト

中井卓巳:長大のり面におけるキープロック解析と対策工, 第2回不連続変形法国際会議スペシャルワークショップ, pp136-144, 1997

中井卓巳, 上山高史, 恩田耕平:ブロック理論を用いた岩盤崩壊対策工の実例, 全地連「技術フォーラム'97」講演集, pp221-224, 1997

中井卓巳 :地表面の変状 阪神・淡路大震災調査報告共通編-2 2 編第6章 6-2 節 pp497-516, 1998

中井卓巳, 進士正人:岩盤斜面の調査と対策, 調査と試験結果の整理と評価, 3.1 崩壊箇所の特定, 土木学会, pp59-76, 1999

中井卓巳:岩盤斜面の調査と対策, 長大のり面におけるキープロック解析を利用した対策事例, 土木学会, pp327-332, 1999

中井卓巳, 島内哲哉:不連続性岩盤の調査・解析と評価 不連続面の調査と評価(その1) 地盤工学会 土と基礎 Vol.48-1, pp57-62, 2000

中井卓巳:不連続面解析に必要な情報とその取得方法, 不連続性地山におけるトンネル支保設計に関する研究-キープロック理論の適用-, 高速道路技術センター, 2000

中井卓巳, 大西有三, 大津宏康, 矢野隆夫, 西山哲, 林訓裕:デジタル精密写真測量を利用したトンネルの変位計測について, 第21回西日本岩盤工学シンポジウム論文集, pp125-130, 2000

中井卓巳, 若林良二, 渡辺紀彦, 大西有三:デジタル精密写真測量による岩盤斜面の動態観測, 第30回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp213-217, 2000

中井卓巳, 畠山克美, 中川俊樹, 丸木義文, 松本淳, 大西有三:関西国際空港第Ⅱ期埋立工事岬町土取場における和泉層群の長大のり面对策工の考え方, 第11回岩の力学国内シンポジウム講演論文集 CD-ROM I04, 2002

Nakai, T., Ohnishi, Y., Ohtsu, H., Nishiyama, S. & Ryu, M.: Monitoring and Analysis of Tunnel in Discontinuous rock Masses by using Digital Photogrammetry and Key Block Theory at Houou Tunnel, EIT-Kyoto University-AIT Joint Workshop on Development of Rock Mechanics and Engineering, pp57-63, 2002

Nakai, T & Ryu, M, Ohnishi, Y., Nishiyama, S., Tatebe, N.: Support Design of River Crossing Tunnel using Keyblock Concept and Its Validation by Monitoring of the Countermeasure by Digital Photogrammetry at Suzuka Tunnel, The 6th International Conference on Analysis of Discontinuous Deformation, 2003 (10 月出版予定)

中井卓巳, 龍明治, 大西有三, 大津宏康, 西山哲, 東川直正, 石田秀成, 廣田光秀, 宮本毅: アセットマネジメントのための構造物性能モニタリングシステムの研究, 建設マネジメント研究論文集, 土木学会, 2003 (11 月出版予定)

#### 共著論文/発表リスト

庄野豊, 中井卓巳: 山陽姫路東 IC 周辺の長大のり面対策工事報告, 地盤工学会 土と基礎, Vol.39-12(407), pp45-48, 1991

島内哲哉, 中井卓巳: 不連続性岩盤の調査・解析と評価 不連続面の調査と評価(その 2), 地盤工学会 土と基礎, 48-3, pp55-60, 2000

大西有三, 仁井田洋, 岩崎正規, 西村匠史, 中井卓巳, 龍明治, 田中義晴: 岩盤性状解析方法, 岩盤性状解析方法を用いるトンネル施工工法, および, トンネル施工支援システム, 特許第 3449547 号, 2003

Ohnishi, Y., Nishiyama, S., Nakai, T & Ryu, M.: Monitoring and Analysis of Tunnel in Discontinuous Rock Masses by using Digital Photogrammetry and Key Block Theory, Proceeding of The 5th International Conference on Analysis of Discontinuous Deformation, 2002

Ohnishi, Y., Ohtsu, H., Nishiyama, S., Okai, N., Seya, T., Yoshida, Y., Nakai, T. & Ryu, M.: The International Symposium on Modern Tunneling Science and Technology (IS-Kyoto, 2001), pp281-284, 2001

大西有三, 西山哲, 建部俊典, 林崎信男, 中井卓巳, 龍明治, 松本淳: 第二名神鈴鹿トンネルにおける先行支保効果のデジタル写真測量による情報化施工, 第 11 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集 CD-ROM F03, 2002

大西有三, 中井卓巳, 龍明治, 西山哲: トンネルの変形計測のためのデジタル写真測量法の研究, 日本材料学会 材料 Vol.52 No.8, 2003

西山哲, 大津宏康, 中井卓巳: 現場計測における写真測量手法の展望, 第 35 回地盤工学研究発表会, 発表講演集, pp423-424, 2000

Ohnishi, Y., Niida, H., Ryu, M. & Nakai, T.: An Application of Key Block Analysis to Large Section Tunnel Excavation, Fourth International Conference on Analysis of Discontinuous Deformation, pp357-365, 2001

Ohnishi, Y., Nishiyama, S., Yano, T., Ohtsu, H., Nakamura, N., Momiyama, Y., Nakai, T. & Ryu, M.: Three-dimensional Analysis of Rock Displacement by a Digital Photogrammetric System, The 2001 ISRM Sponsored International Symposium -2<sup>nd</sup> Asian Rock Mechanics Symposium, 2001

## 謝 辞

本論文をとりまとめるにあたり，多くの方にご指導とご援助を賜りました．ここに感謝の言葉を述べさせていただきます．

筆者は，京都大学大学院資源工学専攻修士課程修了後，地質コンサルタントの道を歩み始めました．不連続性岩盤に関する仕事が多く，調査・設計などの際に不連続面を扱う場合の課題に多数遭遇しました．解析や設計が 2 次元の横断面で行われることが，不連続面を取り扱う場合の足かせとなっていると考え，問題を解決するためには 3 次元のデータを調査から解析・施工までシームレスに扱う手法を論文としてまとめることにしました．実務で問題を克服するために，いろいろと工夫を重ねていた 15 年程前に，京都大学大学院工学研究科都市環境工学専攻教授 大西有三先生にお会いしました．その時から本研究の基が始まりました．

大西有三先生には，不連続性岩盤を取り扱う岩盤工学全般にわたり，考え方の基礎と応用について教えて頂きました．この知識を基に筆者は，地質のコンサルタントとして日本の社会基盤整備の一翼を担う仕事をするできるようになりました．大西先生には，本論文をとりまとめるにあたり，終始丁寧な御指導と叱咤激励を賜りますとともに，研究以外にも世界に飛び出すことの大切さを教えて頂き，世界各国の知り合いも増えてきて，人生の厚みを増すことができました．ここに深く心より感謝の意を表します．

京都大学大学院工学研究科都市環境工学専攻教授 青木謙治先生には，丁寧で適切なお指導を頂きました．先生は筆者の資源工学講座の直接の先輩にあたり，日頃からお指導を賜っている上に，貴重なご助言を頂きました．誠にありがとうございました．

京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻教授 斎藤敏明先生には，社会人として入学した博士後期課程在学中，いつも，心温まる激励をして頂き，数多くの貴重な御意見を頂きました．厚く御礼申し上げます．

Gen-hua Shi 博士は，ブロック理論について親身に教えて下さり，本論文にも述べている現場にも来て頂いてご指導を受けました．国際学会などでお会いするたびに論文執筆への激励をして頂きました．誠にありがとうございました．

筆者が，不連続性岩盤への精密写真測量の適用の研究を始めてから，画像計測技術についてゼロから指導してくださいました福山大学工学部情報処理工学科教授 服部進先生，四国職業能力開発大学校生産電子システム技術科助教授 秋本圭一先生に心から御礼申し上げます．お二人共に，本邦初の精密写真測量によるトンネル計測の現場に来て頂き，親身なお指導を頂きました．また，京都大学におられました故 岡本厚先生には，精密写真測量についてのセミナーで貴重な教えを頂きました．

京都大学名誉教授 港種雄先生には，筆者の 7 年間に及ぶ資源工学在学中に，右も左もわからない学生に丁寧にご指導頂きました．元京都大学大学院資源工学専攻助教授 日下部吉彦先生には，地質コンサルタントの基礎的スキルである地表地質踏査技術を教えて頂きました．お二人に深く御礼申し上げます．また，当時資源工学専攻在学の博士課程，修士課

程の先輩方は、私にフィールドの面白さを開眼させて頂き感謝しております。

京都大学大学院工学研究科都市環境工学専攻助教授 大津宏康先生には、建設マネジメントと本研究を結びつけた新たな展望を示して頂きました。また、京都大学大学院工学研究科とアジアの諸大学と連携について、研究会などに参加させて頂いて、アジアの将来について勉強させて頂きました。同助手 西山哲先生には、精密写真測量についての原理から応用にいたるまで日々適切なご指導をして頂き、本論文のとりまとめにあたっては、多大なご協力を頂きました。同技官矢野隆夫先生には、ラフネスの計測およびターゲットの作成についてご指導をして頂きました。大西研究室の伊藤榮利子様には、本論文の提出にあたりいろいろとお世話になりました。また、同研究室内の学生の皆様には、大変お世話になりました。研究室内の皆様、また卒業生の皆様には足掛け全 10 期にわたりお世話になった事になります。ここに、研究室内の皆様に心より厚く御礼申し上げます。

元日本道路公団四国支社支社長 庄野豊様には、長年にわたり、道路構造物全般についてのご教示を頂きました。日本道路公団彦根管理事務所事務所長 建部俊典様には、本研究の意味をご理解下さり、将来へ向けた道路斜面老朽化対策のための本研究の適用についても議論をして頂きました。財団法人高速道路技術センター主席調査役 岩井勝彦様には、筆者の研究を進めるにあたり貴重なご助言を頂きました。改めてここに厚く御礼を申し上げます。

土木学会岩石力学委員会岩盤崩落問題研究小委員会の委員の皆様方には、委員会活動を通じて研究に対する貴重なご意見を頂きました。誠にありがとうございました。

筆者の勤務先である株式会社アーステック東洋の龍明治氏には、本研究を様々な場面に適用していく良きパートナーとして多大な御協力を頂きました。伴光正取締役会長には、機会あるごとに激励の言葉と有益な助言を頂きました。ここに改めて厚く御礼申し上げます。

最後に、家族に対して。妻の登紀子は、筆者の外国発表の原稿や発表資料をわかりやすく伝えるプレゼンテーションを提案してくれました。父の達郎と母の博子には、研究を進める最中の平成 9 年に株式会社アーステック東洋を創立した時に、大きな精神的支援を頂きました。家族に感謝致します。

中井 卓巳